

# **REFORÇO ESTRUTURAL DE BARRAGENS ABÓBADA VISANDO O SEU ALTEAMENTO**

**ANA CRISTINA PEREIRA DA SILVA**

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Manuel Maria Basílio Pinho de  
Miranda

---

Co-Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques  
Azevedo

FEVEREIRO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Às minhas irmãs



## **AGRADECIMENTOS**

Ao terminar este trabalho gostaria de agradecer ao orientador deste projecto, Eng. Pinho Miranda, por toda a sua disponibilidade e pelo importante contributo na realização deste trabalho. As críticas e sugestões feitas durante a sua orientação foram determinantes, sem as quais não teria sido possível realizar este trabalho.

Uma palavra de agradecimento ao Eng. Álvaro Azevedo, co-orientador deste projecto, pela sua disponibilidade e prontidão, que permitiram o alargamento dos meus conhecimentos computacionais.



## **RESUMO**

Com este trabalho pretende-se estudar a influência que o alteamento de uma barragem abóbada tem no comportamento da estrutura, avaliando a necessidade de um reforço estrutural.

Uma barragem é uma estrutura construída no leito de um rio, criando um reservatório de água de forma a garantir reservas de água para irrigação e abastecimento das populações, tendo ainda como função a produção de energia eléctrica. Uma barragem é assim uma estrutura que permite a gestão de um bem essencial, a água.

Actualmente, a quantidade de água necessária para satisfazer todas estas necessidades é cada vez maior, e numa perspectiva futura, serão necessárias quantidades ainda maiores, para satisfazer uma população crescente.

Desta forma, será necessário tomar medidas para aumentar a reserva de água, e uma solução viável para aumentar a capacidade de armazenamento, é o alteamento de uma barragem. Esta solução é mais económica que a construção de uma nova barragem, e minimiza os impactes ambientais.

Quando se estuda o alteamento de uma barragem, é importante conhecer as condições em que se encontra a barragem original, sendo necessário analisar e rever o comportamento da mesma.

Neste trabalho, para analisar o alteamento e o reforço estrutural de uma barragem, é estudada a barragem abóbada do Alto Lindoso que é um forte produtor eléctrico em Portugal.

O estudo do comportamento estrutural é realizado recorrendo ao método dos elementos finitos, método cada vez mais corrente na análise destas estruturas.

As acções que maior influência têm no comportamento estrutural de uma barragem são o peso próprio, a pressão hidrostática e a variação de temperatura, constituindo as acções fundamentais ao estudo de qualquer barragem. A perfeita compreensão do efeito que cada uma destas solicitações tem sobre a estrutura, é fundamental para perceber o comportamento da estrutura ao longo do tempo, dado que estas solicitações são variáveis ao longo de ano.

O estudo do comportamento estrutural da barragem alteada é efectuado pelo mesmo método, determinando o seu funcionamento, a necessidade de reforço estrutural. Contudo, será necessário reforçar a zona de ligação do novo corpo da barragem com a barragem existente, por ser a zona de contacto de dois materiais com diferentes idades, o que não permite uma ligação perfeita.

O reforço estrutural passa muitas vezes pela introdução de cabos de pré-esforço ao longo do coroamento da barragem, de forma a absorver as tensões de corte que aqui se desenvolvem, aumentando a resistência ao corte, e melhorando as condições de ligação dos dois corpos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Barragem abóbada, alteamento, reforço estrutural, pré-esforço.





## **ABSTRACT**

This study aims to study the influence that the heightening of an arch dam has in the behaviour of the original structure, evaluating the need of structural reinforcement.

A dam is a structure built on the river-bed, creating a water reservoir that guarantees water for irrigation, domestic water supply and hydropower. A dam is a structure that allows the management of an essential necessity, water.

Nowadays, the amount of water necessary to fulfil all these needs is much higher, and in a future perspective, even greater amounts of water will be necessary, to fulfil the needs of a growing population.

In this way, it's necessary to take measures to increase the water supply, and a possible solution to increase the storage capacity, is the heightening of the existing dams. This solution is more economic than the construction of a new dam, and minimizes the environmental impacts.

For the raising of a dam, the assessment of the conditions of the original structure is of major importance and it is essential to analyze and review the behaviour of the dam.

In this paper, the heightening and structural reinforcement of a dam, the Alto Lindoso arch dam is under analysis.

The analysis of the structural behaviour is made using the finite element method, the method most used in the analysis of this type of structures.

The loads to take into account in the behaviour analysis of a dam are its own weight, the water pressure and the temperature variations, establishing the main loads to consider in the study of a dam. The perfect understanding of the effect that each load has on the structure is essential to comprehend the structural behaviour through time, assuming that these loads are variable through all year.

The study of the structural behaviour of the raised dam is also made using the finite element method. Its behaviour determines the need to reinforce the structure. However, it will be necessary to reinforce the connection zone, between the new body of the dam and the body of the existing dam, because it's an area where two materials of different ages are connected, which doesn't allow a perfect connection of the two bodies.

The structural reinforcement often consists in placing pre-stressed cables through out the crest length, capable of absorbing the shear stresses along this interface, improving the connection of the two bodies.

**KEYWORDS:** Arch dam, heightening, structural reinforcement, pre-stressing.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
 <b>1. Barragens</b> .....	 1
<b>1.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS BARRAGENS</b> .....	1
<b>1.2. BARRAGENS ABÓBADA</b> .....	4
1.2.1. BARRAGENS ABÓBADA ROMANAS .....	4
1.2.2. BARRAGENS ABÓBADA MONGÓIS .....	6
1.2.3. BARRAGENS ABÓBADA DE ALVENARIA DO INÍCIO DO SÉCULO XIX .....	7
1.2.4. BARRAGENS ABÓBADA DE BETÃO NA AUSTRÁLIA .....	9
1.2.5. BARRAGENS ABÓBADA NOS PRIMÓRDIOS DO SÉCULO XX .....	10
<b>1.3. BARRAGENS EM PORTUGAL</b> .....	14
 <b>2. Alteamento de Barragens</b> .....	 17
<b>2.1. NECESSIDADE DE ALTEAMENTO</b> .....	17
 <b>3. Barragem do Alto Lindoso</b> .....	 21
<b>3.1. DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DO ALTO LINDOSO</b> .....	21
<b>3.2. TIPO E FORMA DA BARRAGEM</b> .....	23
3.2.1. DEFINIÇÃO DA DIRECTRIZ DOS ARCOS .....	24
3.2.2. DEFINIÇÃO DA CONSOLA DE FECHO .....	25
3.2.3. DEFINIÇÃO DOS PARAMENTOS .....	26
<b>3.3. IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM</b> .....	27
<b>3.4. JUNTAS DE CONTRACÇÃO</b> .....	28
<b>3.5. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS</b> .....	29
3.5.1. BETÃO .....	29
3.5.2. FUNDAÇÃO .....	29
<b>3.6. SOLICITAÇÕES/ACÇÕES</b> .....	30
3.6.1. PESO PRÓPRIO .....	30
3.6.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA .....	30

3.6.3. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA.....	30
3.6.3.1. Temperatura do Ar .....	30
3.6.3.2. Temperatura da Água.....	32
3.6.3.3. Temperatura do Betão.....	33
3.6.4. ACÇÃO SÍSMICA .....	37
<b>3.7. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES .....</b>	<b>37</b>
<b>3.8. MODELO ESTRUTURAL .....</b>	<b>37</b>
<b>3.9. RESULTADOS OBTIDOS DAS ACÇÕES .....</b>	<b>38</b>
3.9.1. PESO PRÓPRIO .....	38
3.9.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA.....	41
3.9.3. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA.....	44
3.9.3.1. Variação da Temperatura em Janeiro.....	44
3.9.3.2. Variação da Temperatura em Julho .....	47
<b>3.10. RESULTADOS OBTIDOS DAS COMBINAÇÕES .....</b>	<b>50</b>
3.10.1. PESO PRÓPRIO E PRESSÃO HIDROSTÁTICA .....	50
3.10.2. EXPLORAÇÃO INVERNO .....	53
3.10.3. EXPLORAÇÃO VERÃO .....	57
<b>3.11. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>60</b>
 <b>4. Alteamento da Barragem do Alto Lindoso .....</b>	 <b>65</b>
<b>4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>	<b>65</b>
<b>4.2. ALTEAMENTO DO ALTO LINDOSO .....</b>	<b>66</b>
<b>4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES .....</b>	<b>67</b>
<b>4.4. MODELO ESTRUTURAL .....</b>	<b>68</b>
<b>4.5. ESTUDO DA DATA DE INJECCÃO DAS JUNTAS DE CONTRACÇÃO .....</b>	<b>69</b>
<b>4.6. RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>72</b>
4.6.1. COMPORTAMENTO À DATA DE INJECCÃO DAS JUNTAS .....	72
4.6.2. COMPORTAMENTO APÓS SUBIDA DO NÍVEL DA ALBUFEIRA PARA O NPA.....	75
4.6.3. EXPLORAÇÃO INVERNO .....	78
4.6.4. EXPLORAÇÃO VERÃO .....	81
<b>4.7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS .....</b>	<b>84</b>
<b>4.8. REFORÇO ESTRUTURAL DA BARRAGEM .....</b>	<b>93</b>

<b>5. Conclusões</b>	97
<b>5.1. CONCLUSÕES FINAIS</b>	97
<b>Bibliografia</b>	101
<b>Anexos</b>	105



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Barragem de Glanum .....	5
Fig.1.2 – Barragem de Esparragalejo .....	5
Fig.1.3 – Barragem de Kurit .....	6
Fig.1.4 – Barragem de Jones Falls .....	7
Fig.1.5 – Barragem de Zola.....	8
Fig.1.6 – Barragem de Parramatta.....	8
Fig.1.7 – Barragem de 75-Milles .....	9
Fig.1.8 – Barragem de Lithgow No.1 .....	10
Fig.1.9 – Barragem de Ithaca.....	11
Fig.1.10 – Barragem de Hume Lake .....	12
Fig.1.11 – Barragem de Salmon Creek.....	12
Fig.1.12 – Barragem de Coolidge .....	13
Fig.1.13 – Barragem de Daniel Johnson.....	13
Fig.3.1 – Barragem do Alto Lindoso.....	21
Fig.3.2 – Aproveitamento do Alto Lindoso .....	22
Fig.3.3 – Eixos de referência.....	23
Fig.3.4 – Corte vertical, na consola de fecho.....	25
Fig.3.5 – Consola de Fecho do Alto Lindoso .....	26
Fig.3.6 – Corte Horizontal à profundidade z .....	27
Fig.3.7 – Vista de Montante .....	29
Fig.3.8 – Variação da temperatura do ar para o Alto Lindoso .....	31
Fig.3.9 – Variação da temperatura da água na albufeira.....	33
Fig.3.10 – Diagramas reais e diagramas trapezoidais equivalentes .....	36
Fig.3.11 – Modelo de cálculo .....	38
Fig.3.12 – Tensões Verticais, devido ao peso próprio, a montante e jusante, respectivamente .....	39
Fig.3.13 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido ao Peso Próprio.....	40
Fig.3.14 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido ao Peso Próprio .....	40
Fig.3.15 – Tensões Verticais, devido à pressão hidrostática, a montante e jusante, respectivamente .....	41
Fig.3.16 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido à pressão hidrostática .....	42
Fig.3.17 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido à pressão hidrostática .....	42
Fig.3.18 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, devido à pressão hidrostática .....	43

Fig.3.19 – Deformada devido à pressão hidrostática .....	44
Fig.3.20 – Tensões Verticais, devido à variação de temperatura, a montante e jusante, respectivamente .....	45
Fig.3.21 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Janeiro.....	46
Fig.3.22 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Janeiro ..	46
Fig.3.23 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, por acção da temperatura em Janeiro .....	47
Fig.3.24 – Tensões Verticais, devido à variação de temperatura, a montante e jusante, respectivamente .....	48
Fig.3.25 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Julho .....	48
Fig.3.26 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Julho.....	49
Fig.3.27 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, por acção da temperatura em Julho .....	50
Fig.3.28 – Tensões Verticais, devido ao peso próprio e pressão hidrostática, a montante e jusante, respectivamente .....	51
Fig.3.29 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido ao peso próprio e à pressão hidrostática .....	52
Fig.3.30 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido ao peso próprio e à pressão hidrostática .....	52
Fig.3.31 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, por acção do peso próprio e pressão hidrostática.....	53
Fig.3.32 – Tensões Verticais para solicitação de Exploração de Inverno, a montante e jusante, respectivamente .....	54
Fig.3.33 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Inverno .....	55
Fig.3.34 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Inverno ....	56
Fig.3.35 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para solicitação de Exploração de Inverno .....	56
Fig.3.36 – Tensões Verticais para solicitação de Exploração de Verão, a montante e jusante, respectivamente .....	57
Fig.3.37 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão.....	58
Fig.3.38 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão .....	59
Fig.3.39 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para solicitação de Exploração de Verão .....	59
Fig.3.40 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente .....	60
Fig.3.41 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente .....	61
Fig.3.42 – Deslocamentos radiais da consola de fecho, para as várias acções e para as diferentes combinações.....	62



Fig.3.43 – Deslocamentos verticais da consola de fecho, para as várias acções e para as diferentes combinações .....	62
Fig.4.1 – Consola de Fecho do Alto Lindoso, após alteamento .....	67
Fig.4.2 – Modelo de cálculo .....	68
Fig.4.3 – Tensões Verticais a montante, na secção de fecho .....	71
Fig.4.4 – Tensões Verticais a jusante, na secção de fecho.....	71
Fig.4.5 – Tensões Verticais, à data de injeção das juntas, a montante e jusante, respectivamente ..	73
Fig.4.6 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, à data de injeção das juntas .....	73
Fig.4.7 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, à data de injeção das juntas .....	74
Fig.4.8 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, à data de injeção das juntas .....	75
Fig.4.9 – Tensões Verticais, em Março para a água à cota do NPA, a montante e jusante, respectivamente .....	76
Fig.4.10 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, em Março para a água à cota do NPA .....	77
Fig.4.11 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, em Março para a água à cota do NPA .....	77
Fig.4.12 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, em Março para a água à cota do NPA .....	78
Fig.4.13 – Tensões Verticais, para solicitação de Exploração de Inverno, a montante e jusante, respectivamente .....	79
Fig.4.14 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para a solicitação de Exploração de Inverno.....	80
Fig.4.15 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para a solicitação de Exploração de Inverno..	80
Fig.4.16 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para a solicitação de Exploração de Inverno.....	81
Fig.4.17 – Tensões Verticais para solicitação de Exploração de Verão, a montante e jusante, respectivamente .....	82
Fig.4.18 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão .....	83
Fig.4.19 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão .....	83
Fig.4.20 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para solicitação de Exploração de Verão .....	84
Fig.4.21 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente .....	85
Fig.4.22 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente.....	86
Fig.4.23 – Deslocamentos radiais da consola de fecho, para as várias solicitações .....	87
Fig.4.24 – Deslocamentos verticais da consola de fecho, para as várias solicitações .....	88
Fig.4.25 – Tensões Verticais na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração, a montante e a jusante, respectivamente .....	89
Fig.4.26 – Tensões Horizontais na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração, a montante e a jusante, respectivamente.....	90

Fig.4.27 – Tensões Tangenciais na zona de ligação da barragem original com a parte alteada.....	91
Fig.4.28 – Deslocamentos radiais da consola de fecho, na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração.....	92
Fig.4.29 – Deslocamentos verticais da consola de fecho, na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração .....	93
Fig.4.30 – Esquema do posicionamento dos cabos de pré-esforço ao longo do coroamento .....	94
Fig.4.31 – Esquema do reforço estrutural a utilizar no Alto Lindoso.....	95
Fig.A1.1 – Variação da temperatura do betão, na placa de 5.5 m de espessura.....	107
Fig.A1.2 – Variação da temperatura do betão na placa de 8 m de espessura .....	108
Fig.A1.3 – Variação da temperatura do betão na placa de 11 m de espessura.....	109
Fig.A1.4 – Variação da temperatura do betão na placa de 14 m de espessura .....	110
Fig.A1.5 – Variação da temperatura do betão na placa de 17 m de espessura.....	111
Fig.A1.6 – Variação da temperatura do betão na placa de 19 m de espessura.....	113
Fig.A1.7 – Variação da temperatura do betão na placa de 20 m de espessura.....	115
Fig.A2.1 – Variação da temperatura do betão, na placa de 5.5 m de espessura.....	119
Fig.A2.2 – Variação da temperatura do betão na placa de 8 m de espessura.....	120
Fig.A2.3 – Variação da temperatura do betão na placa de 11 m de espessura.....	121
Fig.A2.4 – Variação da temperatura do betão na placa de 14 m de espessura.....	122
Fig.A2.5 – Variação da temperatura do betão na placa de 17 m de espessura.....	123
Fig.A2.6 – Variação da temperatura do betão na placa de 19 m de espessura.....	125
Fig.A2.7 – Variação da temperatura do betão na placa de 20 m de espessura.....	127

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Temperatura característica de cada mês .....	32
Quadro 4.1 – Tensões Verticais na consola de fecho, a montante e a jusante .....	64
Quadro A1.1 – Variação da temperatura do betão, na placa de 5.5 m de espessura.....	107
Quadro A1.2 – Variação da temperatura do betão na placa de 8 m de espessura.....	108
Quadro A1.3 – Variação da temperatura do betão na placa de 11 m de espessura.....	109
Quadro A1.4 – Variação da temperatura do betão na placa de 14 m de espessura.....	110
Quadro A1.5 – Variação da temperatura do betão na placa de 17 m de espessura.....	111
Quadro A1.6 – Variação da temperatura do betão na placa de 19 m de espessura.....	112
Quadro A1.7 – Variação da temperatura do betão na placa de 20 m de espessura.....	114
Quadro A2.1 – Variação da temperatura do betão, na placa de 5.5 m de espessura.....	119
Quadro A2.2 – Variação da temperatura do betão na placa de 8 m de espessura.....	120
Quadro A2.3 – Variação da temperatura do betão na placa de 11 m de espessura.....	121
Quadro A2.4 – Variação da temperatura do betão na placa de 14 m de espessura.....	122
Quadro A2.5 – Variação da temperatura do betão na placa de 17 m de espessura.....	123
Quadro A2.6 – Variação da temperatura do betão na placa de 19 m de espessura.....	124
Quadro A2.7 – Variação da temperatura do betão na placa de 20 m de espessura.....	126



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$y$  - Equação da directriz.

$p_z$  - Parâmetro da parábola.

$z$  - Profundidade (m).

$a_z$  - Distância, na horizontal, entre o fecho do arco e o cilindro de referência (m).

$e_0$  - Espessura no fecho (m).

$e$  - Espessura da Barragem (m).

$D$  - Desenvolvimento do perfil do vale (m).

$E$  - Módulo de elasticidade [GPa]. Espessura da Barragem (m).

$\mu$  - Coeficiente de Poisson.

$\alpha$  - Coeficiente de Dilatação Térmica [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ].

$\delta$  - Peso Específico ( $\text{kN/m}^3$ ).

$\theta_{\text{ar}}$  - Temperatura do ar ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\bar{\theta}_{\text{ar}}$  - Temperatura média anual do ar ( $^{\circ}\text{C}$ )

$\theta'_{\text{ar}}$  - Semi-amplitude de variação anual da temperatura do ar ( $^{\circ}\text{C}$ )

$t$  - data (em dias)

$\beta$  - Desfazamento (em dia).

$\theta_{\text{ag}}$  - Temperatura da água ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\bar{\theta}_{\text{ag}}$  - Temperatura média anual da água ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\theta'_{\text{ag}}$  - Semi-amplitude de variação anual da temperatura da água ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\bar{\theta}_f$  - Temperatura da água no fundo da albufeira ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\theta'_f$  - Semi-amplitude da variação da temperatura no fundo da albufeira ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\theta_B$  - Temperatura do betão ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\bar{\theta}_B$  - Temperatura média anual do betão ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\theta'_B$  - Semi-amplitude de variação anual da temperatura do betão ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$X$  - Distância do ponto ao paramento de montante (m).

$\theta_M$  - Temperatura fictícia no paramento de montante ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\theta'_M$  - Semi-amplitude de variação da temperatura fictícia no paramento de montante ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\theta_j$  - Temperatura fictícia no paramento de jusante (°C).

$\theta'_j$  - Semi-amplitude de variação da temperatura fictícia no paramento de jusante (°C).

$\rho$  - Massa específica da água (kg/m<sup>3</sup>)

H - Altura da barragem (m).

$z_i$  - Altura de água acima de cada nó (m).

$A_i$  - Área de influência de cada nó, sobre o paramento de montante(m<sup>2</sup>).

$m_i$  - Massa adicional (kg).

ICOLD - International Commission of Large Dams (Comissão Internacional de Grandes Barragens).

NME - Nível máximo extraordinário.

NPA - Nível de pleno armazenamento.







## BARRAGENS

### 1.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS BARRAGENS

Uma barragem é uma estrutura elevada no leito de um curso de água, que procura assegurar a regulação do seu caudal, garantir reservas de água para irrigação e para abastecimento da população, e ainda garantir reservas para a produção de energia.

Sendo estas as principais funções que as barragens desempenham na actualidade, facilmente se compreende que as primeiras barragens não desempenhavam todas estas funções. Muito pelo contrário, as primeiras barragens surgiram apenas com a necessidade de reter água para fins agrícolas e para proteger a população das cheias. Com o desenvolvimento da humanidade, surgiram novos problemas e novas necessidades, que levaram à construção de barragens com novos objectivos.

Aliada a estas necessidades crescentes, que exigiram novas soluções, também ao longo do tempo se verificou uma evolução nos materiais usados na construção das barragens, nas técnicas de construção, bem como nas principais características das barragens (dimensões e soluções técnicas).

É por volta do ano 2600 A.C. que se dão os primeiros passos na construção de barragens. São os egípcios que se lançam nesta aventura, e recorrendo a puros conhecimentos empíricos constroem a primeira barragem. A barragem de Saad el-Kafara era uma barragem de gravidade, com cerca de 100 m de comprimento e 14 m de altura, composta na zona dos encontros por alvenaria ordinária, e na zona central por gravilha e pedra. Situava-se no Wadi Garawi, a sul do Cairo, e tinha como função abastecer a população e reter água das cheias, que embora escassas, eram muito violentas nesta zona. Contudo, um erro grave foi cometido aquando da sua construção. A barragem foi construída sem descarregador, e não resistiu à sua primeira cheia, tendo toda a zona central sido levada pelas águas. As consequências desta ruptura devem ter sido de tal forma catastróficas, que nos séculos seguintes não foram construídas mais barragens.

Cerca do ano 2000 A.C., surgiu, depois de tantos anos, uma nova barragem. Esta era uma barragem de terra, e foi construída na Mesopotâmia, no Rio Tigre, a norte de Bagdad. A barragem de Nimrod, com o objectivo de prevenir a erosão e reduzir a ameaça de cheias, foi construída com terra e madeira, não sendo conhecidas as suas características.

Foi, assim, no Egipto e na Mesopotâmia que se deram os primeiros passos na construção de barragens.

Nos anos 700 A.C. começaram a surgir novos projectos de barragens, agora na região do Iémen e no Irão.

No Iémen existem registos de uma barragem, a barragem de Marib, no Rio Danah, uma barragem em aterro com 700 m de comprimento e inicialmente com 4 m de altura. Ao longo dos tempos foi sendo

alteada, numa primeira fase para 7 m, e depois para 14 m. Passados 1300 anos, e apesar dos constantes trabalhos de reparação devido às cheias, a barragem não resistiu, não tendo sido tomadas quaisquer medidas para a sua reconstrução, que teve como consequência a migração de 50 000 pessoas.

A proliferação deste tipo de estruturas por toda a Europa, bem como pelo Norte de África, dá-se com a extensão do Império Romano. No início da nossa era, os Romanos tinham já construído algumas barragens, tendo mesmo idealizado e construído um novo tipo de barragem, a barragem em arco. Além disso, desenvolveram aglomerantes que permitiram obter alvenarias e betões impermeáveis e resistentes, que foram aplicando na construção das barragens.

A primeira barragem em arco construída pelos Romanos foi a barragem em Saint-Rémy-de-Provence, em França. Construída no primeiro século A.C. para abastecer uma cidade romana, tinha uma altura de 6 m.

Exemplos de outras barragens romanas são a barragem de Proserpina e a de Cornalbo, em Espanha, mais propriamente em Mérida. Estas barragens são barragens de aterro com contrafortes, e foram construídas para o abastecimento da população. Ainda hoje existem, embora tenham apenas como objectivo a retenção de água para rega.

No período que se segue ao domínio Romano, novas barragens são construídas. Na Idade Média, as barragens têm um papel fundamental, o de produzir energia mecânica para a moagem dos grãos dos cereais.

É neste período que se constrói a mais antiga barragem em arco ainda existente. Foram os Mongóis que, depois dos Romanos, construíram uma barragem em arco. A barragem de Kebar, que data de cerca de 1300, situa-se no Rio Kebar, no Irão, tem uma altura de 26 m e 55 m de comprimento.

É no período pós-medieval, que novos avanços se dão na construção de barragens. No século XVI, Espanha e Portugal tomam a dianteira, construindo barragens de contrafortes.

No século XVII, Espanha é líder na construção de barragens, especialmente barragens de contrafortes. É com a barragem de Albuera de Feria, em Espanha, que grandes avanços se dão na construção deste tipo de barragens. Contudo os espanhóis vão também construindo barragens em arco, introduzindo também o conceito de barragens de arcos múltiplos.

Enquanto os espanhóis se empenhavam em barragens de contrafortes, a França ia fazendo avanços significativos na concepção e construção de barragens de aterro, tendo construído a barragem de Saint Ferroel, em 1675, que durante 165 anos foi a maior barragem de aterro alguma vez construída, com 36 m de altura.

São os espanhóis, que no século XVIII, implementam a arte de construir barragens no continente Americano, construindo pequenas barragens de contrafortes. Este tipo de construção foi rapidamente substituído pelas barragens modernas de arcos múltiplos de betão, e pelas barragens de enrocamento.

É no México, entre 1765 e 1800, que se constrói a primeira barragem de gravidade com perfil triangular. Não sendo conhecido o seu projectista, é de notar que só quase um século depois, por volta de 1850, o engenheiro francês Sazilly provou que o perfil mais adequado, para uma barragem em gravidade era o perfil triangular. É assim no século XIX, que se dão grandes progressos na concepção de barragens de gravidade, graças a este engenheiro francês, que definiu que as pressões numa barragem devem estar dentro de limites especificados, e que as barragens devem ser dimensionadas para prevenir o deslizamento.

Cerca de 25 anos mais tarde em Inglaterra, Rankine faz novas imposições para a concepção de barragens, o que conduziu à análise lógica de barragens. É também em Inglaterra, que os engenheiros

começam a reconhecer o papel que a sub-pressão tem na segurança das barragens, tendo sido construída na barragem de Vyrnwy, Inglaterra, um sistema de drenagem para limitar a sub-pressão.

É no século XX, que notáveis progressos foram efectuados na concepção e construção dos vários tipos de barragens.

Devido à enorme evolução na tecnologia de betão, que se verificou a vários níveis (composição, produção, manuseamento, aplicação em obras, etc.), grandes passos foram dados na construção de barragens de betão, que se tornaram estruturas monumentais, com grandes alturas e desenvolvimentos. Um exemplo é a barragem de Grand Dixence, na Suíça, uma barragem construída em 1962, com 285 m de altura.

O desenvolvimento da construção das barragens de aterro deve-se essencialmente ao facto de a força animal, ter sido substituída por máquinas e novos equipamentos, que passam assim a fazer o transporte e compactação dos materiais.

A construção de barragens de enrocamento desenvolve-se grandemente no continente americano, nos anos 30, tendo sido construída na Califórnia, em 1932, a barragem de Salt Springs, que se tornava a mais alta barragem deste tipo, com 100 m de altura. Em 1958, é construída em Portugal, com o objectivo de produzir energia, a barragem da Paradela, uma barragem de enrocamento, com mais 10 m que a barragem de Salt Springs.

Devido aos novos equipamentos e máquinas, foi possível construir barragens de aterro, bastantes mais altas, e a partir dos anos 60 foram construídas barragens de aterro com alturas superiores a 200 m, nos Estados Unidos, na Califórnia e na União Soviética.

Até ao início do século XX, o conhecimento aplicado nas barragens era meramente empírico, baseado na experiência e no conhecimento obtido com barragens anteriores. Daí para cá, a ciência tem um papel importante, permitindo aos engenheiros desenvolverem estruturas de grandes dimensões e com níveis de segurança mais elevados.

A ciência e a experiência prática adquirida ao longo dos anos são chaves fundamentais no desenvolvimento e na análise das barragens, para um conhecimento cada vez mais profundo de todo o tipo de aspectos relacionados com a concepção e construção de barragens.

Actualmente existem milhares de barragens espalhadas por todo o mundo, o que denota a importância que estas estruturas têm para Humanidade, como garantia de melhores condições de vida. É nos países do terceiro mundo, que se evidencia a urgente necessidade de construir estas estruturas, sendo que mesmo nos países desenvolvidos, são necessárias novas barragens, para fazer face às necessidades crescentes da população.

Contudo, as barragens são hoje, muitas vezes, objecto de contestação por parte da opinião pública, em contraste com o grande orgulho que era, no passado, construir uma barragem. A contestação é em parte devida aos impactes que a construção da barragem tem nas redondezas, principalmente a nível ambiental.

Desta forma, é importante na concepção de uma barragem considerar estes efeitos, e tentar minimizá-los adequadamente.

Numa perspectiva futura, é esperada a construção de novas barragens, principalmente nos países sub-desenvolvidos, sendo que nos países industrializados, para além de algumas novas barragens, é frequentemente necessário altear as barragens existentes, para dar respostas às necessidades cada vez mais exigentes, de um mundo em constante mudança e desenvolvimento.

## 1.2. BARRAGENS ABÓBADA

As barragens abóbada são barragens esbeltas com curvatura em planta e em perfil, o que faz delas as mais complexas do ponto de vista de projecto, análise e construção. Este tipo de barragem é característico de regiões de topografia vigorosa, com vales estreitos e fundos, em zonas montanhosas.

Em contraste com as restantes barragens de betão, nas barragens abóbada a pressão da água é transmitida pela estrutura para os encontros e para a fundação, tendo estes que ter uma elevada resistência, para garantir a segurança da barragem, o que requer técnicas de engenharia mais exigentes.

A complexidade associada a este tipo de barragem explica o porquê da pouca aplicação prática feita ao longo da história, até aos finais do século XIX. Contudo desde muito cedo se construíram barragens abóbada. O desenvolvimento histórico destas barragens é hoje dividido em cinco fases, as barragens Romanas, as barragens Mongóis, as barragens no início do século XIX, as barragens de betão australianas, e as barragens do início do século XX.

### 1.2.1. BARRAGENS ABÓBADA ROMANAS

A primeira barragem abóbada, data do primeiro século A.C.. Foi construída pelos romanos, em Saint-Rémy-de-Provence, na França, com o objectivo de abastecer de água a população da cidade romana. A barragem de Glanum (Fig.1.1.), foi redescoberta em 1763, por Esprit Calvet, e estudos recentes, levados a cabo por Augusta-Boularot (1997), relatam que esta era de alvenaria de pedra, estando a fundação da barragem encastrada no rochedo. É de notar a localização da barragem, que é perfeita para a construção deste tipo de barragem.

Os romanos têm no seu espólio um grande número de barragens, não se cingindo a um único tipo. No entanto, a barragem de Glanum é única. É uma abóbada delgada:  $E/H=0,265$  ( $E$ -espessura na base;  $H$  - altura da barragem), sendo a primeira barragem deste tipo a ser construída.

Os romanos aplicavam a técnica do arco e da abóbada a outras estruturas, como pontes, aquedutos e esgotos, contudo faziam-no sem uma base científica. Estudos realizados, mostram que para os arcos de pontes a relação espessura dos arcos / vão era da ordem de  $1/10$  para vãos inferiores a 15m, sendo para vãos superiores de  $1/20$ . Analisando a barragem de Glanum, a relação espessura da parede / raio de curvatura do arco, está compreendida entre  $1/10$  e  $1/7$ , valores idênticos aos usados nas pontes romanas.



Fig.1.1 – Barragem de Glanum

A barragem de Esparragalejo em Mérida (Fig.1.2.), Espanha, é também uma barragem abóbada romana, é uma barragem de arcos múltiplos com contrafortes. Construída no século I, destinava-se à irrigação, e tinha 5,6 m de altura e 320 m de comprimento.



Fig.1.2 – Barragem de Esparragalejo

Vários autores sugerem a existência de outras barragens abóbada romanas na Tunísia e na Turquia, mas estudos revelam que estas são barragens gravidade curvas.

### 1.2.2. BARRAGENS ABÓBADA MONGÓIS

No século XIII, os Mongóis invadiram e instalaram-se no Irão, onde construíram várias barragens. Foi durante o século XIV, que construíram em território iraniano barragens abóbada.

A primeira barragem abóbada construída pelos mongóis foi a barragem de Kebar. Construída por volta de 1300, esta barragem tinha uma extensão de 55 m, e em 1600 foi alteada para 26 m de altura. O seu raio de curvatura era de 35 m.

A segunda barragem mongol construída foi a barragem de Kurit (Fig.1.3.), em 1350. É uma barragem notável por ter uma altura de 60 m, e porque depois de ser alteada, em 1850, com mais 4 m, foi a barragem mais alta até inícios do século XX.

Esta barragem foi construída num vale muito estreito, e o comprimento da crista apenas atingiu cerca de 40% da altura da barragem.



Fig.1.3 – Barragem de Kurit

É de notar que as barragens mongóis eram de arcos espessos, e mais altas que as barragens romanas, e eram dotadas de sistemas de descarga sofisticados, o que tornou possível a sua utilização por muitos séculos.

A possibilidade de troca de conhecimentos entre mongóis e romanos é hoje reconhecida, aceitando-se que os engenheiros mongóis tenham beneficiado da experiência romana na área das barragens, e assim, nas barragens abóbada.

As barragens abóbada Romanas e Mongóis são um marco importante no desenvolvimento deste tipo de barragens, uma vez que entre os séculos XIV e XIX, a construção de barragens abóbada foi um acontecimento raro. Foi construída, em 1612, uma barragem abóbada em Itália, em Pontalto, que foi alteada mais de seis vezes nos 270 anos seguintes, e passou de 5 m para 37.8 m.

Em Espanha, Villareal de Beriz projectou nos anos 30 do século XVIII, cinco pequenas barragens, uma em abóbada e quatro barragens de arcos múltiplos. Quatro delas foram bem conservadas, e estão actualmente em boas condições.

### 1.2.3. BARRAGENS ABÓBADA DE ALVENARIA DO INÍCIO DO SÉCULO XIX

Na primeira metade do século XIX a concepção de barragens abóbada sofre uma grande evolução, tendo sido construídas quatro barragens, reflexo dessa mesma evolução.

Por volta de 1804, Henry Russle, da Royal Engineers, construiu a barragem de Meer Allum, para abastecer a cidade de Hyderabad, na Índia. Esta barragem de arcos múltiplos, com um comprimento de 500 m, é composta por 21 arcos verticais semicirculares, que permitem o armazenamento de  $10 \text{ Mm}^3$  de água.

A barragem de Jones Falls (Fig.1.4.) foi construída no Canadá em 1831, fazendo parte de um sistema de várias barragens, projectadas para abastecer o canal de Rideau. Esta barragem era uma verdadeira barragem abóbada, com uma altura de 18,7 m, era composta por um arco de curvatura constante com uma espessura na base de 8,4 m. Esta barragem, nos dias de hoje, ainda funciona, produzindo energia eléctrica, e é uma estrutura muito importante para a navegação nesta zona.



Fig.1.4 – Barragem de Jones Falls

Em 1832, com o propósito de abastecer a vila de Aix-en-France, François Zola, propõe duas barragens, e uma delas foi construída entre 1847 e 1854. A barragem de Zola (Fig.1.5.) abasteceu a vila até 1877, sendo hoje usada para controlo de cheias.



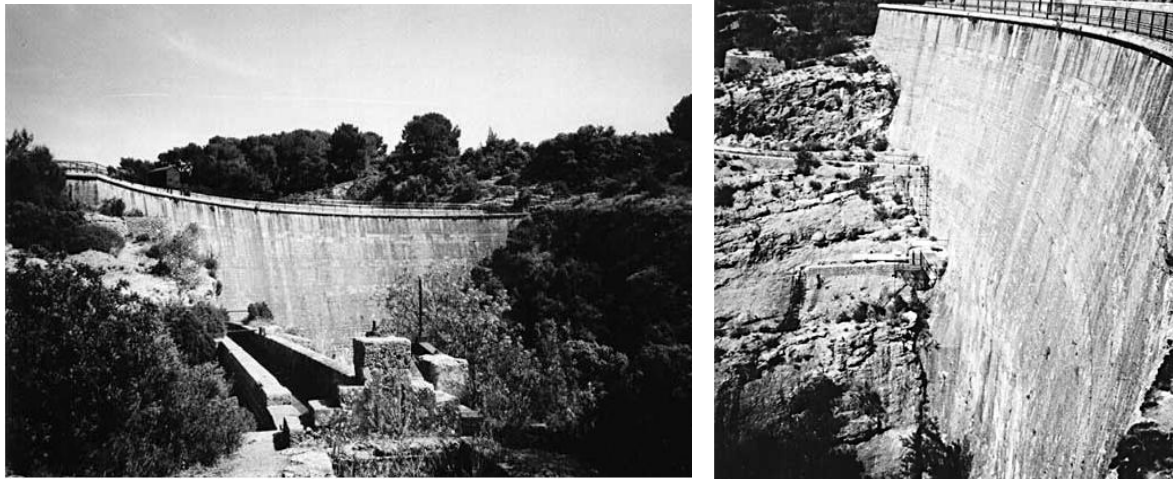


Fig.5 – Barragem de Zola

Esta foi a primeira barragem a ser projectada com base na análise racional dos esforços na parede.

Entre 1851 e 1856, foi construída a barragem de Parramatta (Fig.1.6.), perto de Sydney, que foi a primeira grande obra hidráulica construída na Austrália. Esta barragem com 12,5 m de altura, era composta por um arco de curvatura constante, e em 1898 foi alteada 3,35 m.



Fig.1.6 – Barragem de Parramatta

É importante referir que três destas barragens foram construídas no Império Britânico. As barragens de Meer Allum e de Jones Falls foram projectadas por engenheiros da Royal Engineers, e a barragem de



Parramatta foi projectada por engenheiros australianos, que se acredita terem sido influenciados por engenheiros da Royal Engineers, que estavam muito envolvidos em projectos na Índia, fazendo visitas constantes à Austrália.

Todas as quatro barragens são barragens arco com curvatura constante. Este aspecto justifica-se pelo facto de, nessa época, os engenheiros estarem familiarizados com o cálculo de cascos de navios, que os fez aplicar as mesmas fórmulas à concepção de barragens arco.

Todas estas barragens estão ainda em funcionamento, o que indica uma boa qualidade tanto a nível de projecto, como a nível da utilização de alvenaria na construção das barragens.

#### 1.2.4. BARRAGENS ABÓBADA DE BETÃO NA AUSTRÁLIA

Para os engenheiros australianos, a barragem de Parramatta foi apenas a rampa de lançamento, para um realidade que se tornou muito comum. Depois desta barragem muitas barragens abóbada foram construídas, sendo que duas são marcos importantes no desenvolvimento deste tipo de estrutura.

A primeira é a barragem de 75-Miles (Fig.1.7.), construída entre 1878 e 1880, que fornecia uma reserva de água à linha ferroviária de Brisbane-Sydney. Esta barragem, com 5,04 m de altura e uma espessura de 1,07 no coroamento e 2,784 m na base, era uma barragem de betão, sendo das primeiras barragens a ser construída, na Austrália, com betão.



Fig.1.7 – Barragem de 75-Miles

Em 1901, a barragem foi alteada para 8 a 10 m de altura, por adição de um murete e de três contrafortes.

A barragem de Lithgow No.1 (Fig.1.8.) foi concluída em 1896, para abastecer uma cidade. A barragem, com 10,7 m de altura, foi mais um marco na história destas barragens, por ser a primeira barragem abóbada delgada construída em betão.

O reservatório desta barragem foi usado até aos anos 90. Hoje é mantido vazio, servindo para controlo de cheias.

Esta barragem, projectada por Cecil Darley, foi durante muitos anos modelo para a concepção de barragens abóbada delgadas, sendo o método designado por Darley-Wade Dam Design.



Fig.1.8 – Barragem de Lihtgow No. 1

Estas barragens são um marco histórico, porque até aqui o betão só tinha sido aplicado em barragens gravidade, sendo estas as primeiras barragens abóbada de betão.

Outras barragens abóbadas delgadas de betão foram construídas. São exemplos a barragem de Burgh e a barragem de Barren Jack City. Estas barragens foram construídas no âmbito da construção do reservatório de Burrinjuck. A barragem de Burgh, construída entre 1907 e 1908, tinha como objectivo abastecer a linha-férrea. Era uma barragem com 5 m de altura, e foi das primeiras barragens a ser construída com betão armado.

A utilização do betão para as barragens abóbada foi uma inovação que abriu portas a novas técnicas construtivas, permitindo desenvolver formas mais complexas das abóbadas. Estas obras ainda hoje estão bem conservadas, pelo que o desafio em que os engenheiros australianos se lançaram foi uma aposta ganha, que abriu novos horizontes. Para além destas vantagens, construir barragens de betão permitiu um ganho de tempo significativo, na medida em que levam menos tempo a construir que as barragens de alvenaria.

#### 1.2.5. BARRAGENS ABÓBADA NOS PRIMÓRDIOS DO SÉCULO XX

Foi preciso chegar ao início do século XX para que o betão fosse aceite como material de construção de obras hidráulicas.

O uso de betão nas barragens abóbada foi o impulso necessário para que as barragens abóbada deixassem de ter uma forma cilíndrica. Os engenheiros começaram então a definir formas mais complexas de abóbada, que minimizam a quantidade de materiais, e por conseguinte os custos.

Os primeiros passos tomados neste sentido foram levados a cabo pelos americanos. É na América do Norte que se constrói a mais antiga barragem abóbada de dupla curvatura. A barragem de Ithaca (Fig.1.9.), construída em Nova Iorque em 1903, foi projectada para ter uma altura de 27 m, mas aos 9 m de altura a construção foi interrompida, devido à oposição local.

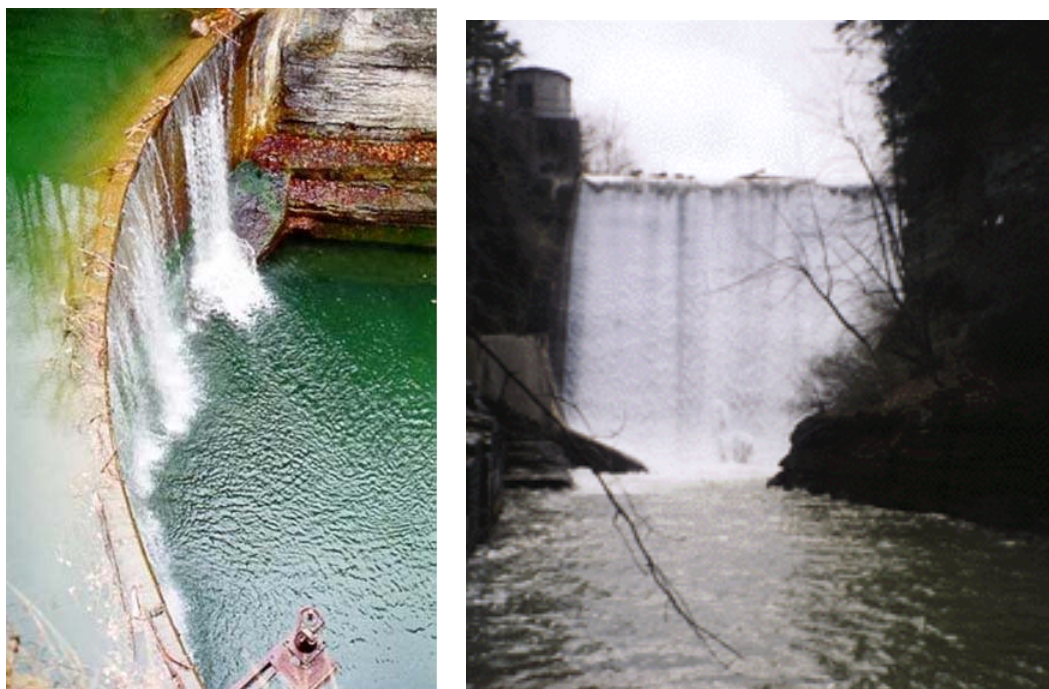


Fig.1.9 – Barragem de Ithaca

Juntamente com a barragem de Burgh, na Austrália, a barragem de Hume Lake, situada na Califórnia, constitui os primeiros passos na construção de barragens com betão armado.

A barragem de Hume Lake (Fig.1.10.) foi construída em 114 dias, em 1908, e situa-se nas montanhas da Serra Nevada. A barragem com 206 m de comprimento e 18,6 m de altura, é constituída por 12 arcos circulares, que se não fossem armados, não aguentariam a pressão da água. Nasce assim a primeira barragem abóbada em betão armado, já que a barragem de Burgh foi reforçada apenas como um espécie de ensaio.





Fig.1.10 – Barragem de Hume Lake

Apesar de já ter sido introduzido o conceito de barragem abóbada com variação de raio de curvatura, por volta de 1879, só em 1913 e 1914 é que foi proposta a primeira barragem com raio de curvatura variável. A barragem é a famosa barragem de Salmon Creek (Fig.1.11.), construída no Alasca com 51,2 m de altura, cujo raio de curvatura varia entre 44,96 m na base e 100,9 m no coroamento. A realização deste novo tipo de abóbada só é possível construindo a barragem toda em betão.



Fig.1.11 – Barragem de Salmon Creek

As vantagens económicas e técnicas deste novo projecto, são imediatamente reconhecidas, e ganham grande popularidade entre os engenheiros americanos e um pouco por todo o mundo. Contudo, isto não foi suficiente para substituir as barragens abóbada com raio de curvatura constante, mas verifica-se que esta nova tipologia é especialmente aplicável para barragens de grande imponência, tanto em altura como em comprimento.

Um grande avanço na construção das barragens abóbada foi a construção da barragem de Coolidge (Fig.1.12.), nos Estados Unidos em 1928, que foi a primeira barragem abóbada de arcos múltiplos,

com dupla curvatura. Composta por três abóbadas, com uma altura de 76 m, permitiu o uso de menores quantidades de materiais de construção, que é assim a grande vantagem deste tipo de barragens.

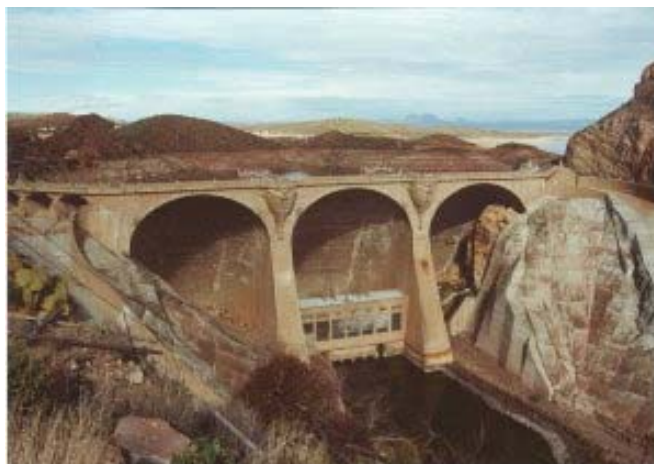


Fig.1.12 – Barragem de Coolidge

Actualmente a barragem abóbada de arcos múltiplos mais alta do mundo é a barragem de Daniel Johnson (Fig.1.13.), no rio Manicouagan, no Canadá. Completada em 1968, tem uma altura de 214 m e é composta por um arco central de maior vão e vãos inferiores ao longo de todo o desenvolvimento.



Fig.1.13 – Barragem de Daniel Jonhson

De uma forma muito sucinta, pode assim constatar-se que o desenvolvimento das barragens abóbada teve início com os Romanos, que construíram as primeiras barragens abóbada, uma em França e outra em Espanha. É no Irão, que os Mongóis, dão continuidade a este tipo de barragem, sendo mais ambiciosos que os romanos, atingindo alturas superiores.

É contudo no século XIX e no século XX, que se dão progressos mais significativos. As quatro barragens abóbada construídas no início do século XIX são o início de uma longa descoberta, e são o fundamento de outras tantas barragens à posteriori construídas. Com a aplicação do betão como material de construção neste tipo de barragens, novos avanços são verificados, principalmente na forma das barragens, aparecendo as barragens de dupla curvatura, que tornam todo o processo de construção mais económico.

### **1.3. BARRAGENS EM PORTUGAL**

A água doce é um recurso indispensável à vida, e cada vez mais escasso por todo o mundo. Em Portugal a água é um recurso abundante, essencialmente devido à água dos rios. Contudo, a sua distribuição pelo país é irregular temporal e espacialmente, pelo que é necessária uma gestão adequada deste recurso, para assim assegurar as diferentes utilizações da água.

A gestão de tão valioso recurso vem já desde muito cedo a ser feita, essencialmente através da construção de barragens e outras obras de regularização. Remontam à era Romana as primeiras barragens em Portugal, das quais existem ainda vestígios, mas foi no século XX que se desenvolveu e estruturou a engenharia de barragens em Portugal.

No primeiro quartel do século XX, as obras realizadas nos rios Côa, Alva, Vouga e Lima, tinham como finalidade a produção de electricidade, que era utilizada em diversas indústrias.

A partir do segundo quartel do século XX, devido à iniciativa de várias empresas e às necessidades cada vez maiores, foram construídas muitas mais barragens e de muito maiores dimensões.

De entre todas as barragens são de salientar a barragem do Lindoso, no rio Lima, com 22,5 m de altura, construída entre 1920 e 1924; a barragem da Póvoa, concluída em 1928, com 32 m de altura, no aproveitamento da ribeira de Niza; e a barragem de Guilhofrei, construída, em 1938, no rio Ave.

Com a assistência de engenheiros ingleses e franceses, são construídas as primeiras barragens abóbada em Portugal. A primeira foi a barragem de Santa Luzia, no rio Unhais, construída em 1942, com 76 m de altura; e a segunda foi a barragem do Alto Ceira, com 36 m de altura, construída no rio Ceira em 1949.

Todas estas barragens estavam destinadas à produção de electricidade, mas outras foram construídas com o propósito de armazenar água para rega.

São destas exemplo as barragens construídas no aproveitamento do rio Sado, a barragem de Pego do Altar, uma barragem de enrocamento concluída em 1949, com uma altura máxima de 63 m e uma cortina de aço de grandes dimensões a montante, que foi na sua época a barragem mais alta do mundo deste tipo, facto ultrapassado apenas nos anos setenta; e a barragem de Vale de Gaio, com 51 m de altura máxima, uma barragem de enrocamento com uma cortina de betão betuminoso no interior. É ainda de realçar a barragem de Idanha, uma barragem de gravidade com 53 m de altura, concluída em 1949, no aproveitamento hidroagrícola do rio Ponsul.

O terceiro quartel do século XX é o apogeu da construção de barragens em Portugal, é neste período que a engenharia de barragens em Portugal mais evolui. Após a Segunda Guerra Mundial com o esforço de reconstrução que se verificou na Europa, um programa de obras públicas foi decretado em Portugal, principalmente no que respeita a grandes aproveitamentos hidráulicos, tanto para produção de electricidade, como para rega e abastecimento de água.

No aproveitamento hidroeléctrico do rio Zêzere a primeira grande obra foi concluída em 1951. A barragem de Castelo de Bode é uma barragem arco-gravidade com 115 m de altura, e foi projectada com o auxílio de engenheiros franceses. Na prossecução do aproveitamento foram construídas outras duas barragens, do tipo abóbada de dupla curvatura, com carimbo exclusivamente português. A barragem do Cabril, com 136 m de altura, foi concluída em 1954, e impulsionou o desenvolvimento de barragens abóbada de dupla curvatura. A outra barragem é a barragem da Bouça, com uma altura de 65 m, concluída em 1955.

A primeira barragem do aproveitamento do rio Cávado foi a barragem de Venda Nova, concluída em 1951. Da autoria do mesmo projectista da barragem de Castelo de Bode, trata-se de uma obra

semelhante a esta, com 97 m de altura. A barragem de Salamonde concluída em 1953, e a barragem de Caniçada concluída em 1955, são barragens abóbada de dupla curvatura delgadas, com cerca de 80 m de altura. As barragens de Alto Rabagão, Alto Cávado, Paradela e Vilarinho das Furnas, juntamente com as primeiras, constituem assim o aproveitamento do rio Cávado.

São de realçar a barragem de Paradela (1956), uma barragem de enrocamento com laje de betão a montante de 110 m de altura, que foi, no seu tempo, a barragem deste tipo mais alta do mundo; e a barragem de Alto Rabagão (1964), uma barragem abóbada de 94 m de altura e 1897 m de comprimento, com grandes zonas de gravidade nas duas margens, devido às questões levantadas pelas características da fundação.

No rio Douro foram também construídas grandes barragens, que constituem o aproveitamento do Douro. No troço internacional do rio, entre 1958 e 1964, foram elevadas a barragem de Miranda, uma estrutura de contrafortes com 80 m de altura; a barragem abóbada de Picote, uma barragem com altura de 100 m; e a barragem de Bemposta, do tipo arco-gravidade, com vazamento, com 87 m de altura. No troço nacional do rio, foram erigidas a partir dos anos sessenta, as barragens com soleira descarregadora de Crestuma-Lever, Carrapatelo, Régua, Valeira e Pocinho.

Neste período são também projectadas e construídas obras com o propósito de armazenar água para rega e abastecimento de água. Na sua maioria barragens de aterro, estas obras espalham-se por todo o país, as mais importantes no Alentejo, Algarve e Trás-os-Montes.

No Alentejo encontram-se as barragens de Campilhas (1954), Roxo (1967), Monte da Rocha (1972) e Odivelas (1972), esta última constituída numa parte por abóbadas múltiplas de grandes vãos e noutra parte por aterro. No Algarve, foram concluídas nos finais da década de cinquenta as barragens do Arade (1955) e de Odeáxere (1958). Em Trás-os-Montes foram elevadas as barragens de Alfândega da Fé, Peneireiro, Salgueiro e Burga já na década de setenta.

O grande desenvolvimento na engenharia de barragens deve-se por um lado à criação de empresas especialistas no ramo de barragens, que muito contribuíram para a realização de muitas destas obras, e em grande parte à actividade do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, que desenvolveu importantes conhecimentos e dispositivos de observação e de ensaio, que serviram de apoio ao projecto e construção de grandes barragens. A sua contribuição cobriu os domínios da hidráulica, das estruturas e da geotecnia, o que atribuiu à engenharia de barragens portuguesa grande prestígio a nível internacional.

É no último quartel do século XX que grande ênfase se dá a construção de aproveitamentos de fins múltiplos. As grandes barragens são construídas com vários propósitos: produção de electricidade, rega, abastecimento de água e outras finalidades.

O aproveitamento do rio Mondego, composto pelas barragens da Aguieira, Raiva, Coimbra e Fronhas, envolve a produção de electricidade, a rega, o controlo de cheias, e ainda é responsável pela regularização do rio entre Coimbra e Figueira da Foz. É dada grande relevância à barragem da Aguieira, concluída em 1981, por ser uma estrutura de abóbadas múltiplas de grandes vãos, constituindo assim uma referência na engenharia de barragens.

O aproveitamento hidroeléctrico do Alto do Lindoso, que substitui o do Lindoso no rio Lima, concluído em 1992, é constituído pela barragem do Alto do Lindoso e pela barragem de Touvedo. A barragem do Alto do Lindoso é uma barragem abóbada, com 110 m de altura, evidencia-se pela sua grande central subterrânea, a mais de 300 m de profundidade em relação ao coroamento. Em Portugal esta é a central com maior potência instalada, e é uma das maiores centrais subterrâneas da Europa.

Neste período são construídas numerosas barragens com fins agrícolas, sendo exemplos de aproveitamentos hidroagrícolas as barragens de Beliche, da Apartadura e a barragem do Funcho.

A construção da barragem do Alqueva, no rio Guadiana, iniciada nos finais da década de setenta e finalizada em 2002, é de extrema importância para o projecto nacional do Plano de Rega do Alentejo. Esta barragem, uma abóbada de dupla curvatura com 96 m de altura, constitui uma reserva estratégica de água para toda a região alentejana, mesmo para períodos de seca prolongada. Como um aproveitamento de fins múltiplos está apta a produzir energia eléctrica, e fá-lo de forma sustentável estando equipada com grupos reversíveis que aproveitam o represamento da água na albufeira de Pedrógão, a jusante. O lago formado pela barragem do Alqueva é o maior lago da Europa.

Por volta dos anos 80, surge em Portugal, com base na experiência acumulada de engenharia de barragens, um conjunto de diplomas legais composto pelo Regulamento de Segurança de Barragens e Normas Complementares de Projecto, de Construção, de Exploração e de Observação e de Inspecção. Estes diplomas visam atender aos aspectos relacionados com a segurança, deterioração e envelhecimento das barragens, e englobam os aspectos relacionados com os métodos e técnicas para a observação e inspecção, reabilitação e reforço das barragens.

Actualmente, existem cerca de cento e cinquenta grandes barragens em Portugal, e muitas centenas de pequenas barragens. Estão previstas para um futuro próximo a construção de novas barragens, como forma de rentabilizar os recursos naturais existentes em Portugal.

Um pouco por todo o mundo os engenheiros portugueses deixaram a sua marca, e no campo das barragens isso é bem evidente, existindo barragens com carimbo português espalhadas por vários continentes.



# 2

## ALTEAMENTO DE BARRAGENS

### 2.1. NECESSIDADE DE ALTEAMENTO

As primeiras barragens surgiram com a necessidade de armazenar água para fins de regadio, de forma a providenciar na sua envolvente boas condições agrícolas, bem como o abastecimento das populações. Como reconhecido pela Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD), a maioria das grandes barragens existentes no planeta têm apenas a função de armazenar água para rega.

O armazenamento de água é tão importante que numa perspectiva futura, nos deparamos com necessidades de armazenamento muito superiores. Isto deve-se essencialmente a dois factores, ao aumento da população mundial para o dobro, em pouco mais de 50 anos, e às alterações climáticas, que já se fazem sentir um pouco por todo o mundo.

O aumento da população tem implicações directas na necessidade de água, pois aumenta a necessidade de água para consumo directo, e aumenta também a necessidade de água para rega, como consequência do aumento da produção de alimentos necessário para alimentar uma população crescente.

As alterações climáticas são um problema que afecta a todos, e são uma consequência do aquecimento global do planeta. Nos últimos 50 anos a temperatura média global tem vindo a subir, apresentando uma tendência crescente para os próximos anos. A temperatura tem vindo a subir como consequência da actividade humana, que tem aumentado a emissão de gases com efeito de estufa, principalmente o dióxido de carbono, CO<sub>2</sub>. Isto tem implicações directas na precipitação, que sofre variações significativas por todo o globo terrestre.

As alterações climáticas são já evidentes em território nacional, constatando-se nos últimos 30 anos uma diminuição da precipitação, que vem corroborar a tendência projectada para o sul da Europa, sendo esperados fenómenos climáticos extremos com períodos curtos de precipitação intensa e períodos prolongados de seca.

Conciliados, estes dois factores elevam para ordens de grandeza superiores a quantidade de água necessária para fazer face a todas as necessidades.

Será assim impreterível que sejam criadas as condições necessárias para armazenar água durante os períodos de grande precipitação, para que nos períodos de seca prolongada, seja disponibilizada para consumo e para irrigação.

É assim necessário apostar nas barragens, a forma mais eficaz de armazenar água.

A aposta evidente nas barragens passa pela construção de novas barragens, mas também pelo aumento da capacidade de armazenamento de barragens já existentes, através do seu alteamento.

O alteamento de barragens aumenta o volume da albufeira, que possibilita o armazenamento de maiores volumes de água durante períodos de precipitação, aumentando a reserva de água disponível, que fará face às necessidades nos períodos de seca.

Esta solução é mais vantajosa que a construção de novas barragens, na medida em que a implementação de novas barragens é um processo mais moroso que o alteamento de uma barragem já existente e com custos ambientais mais elevados.

O aumento da capacidade de armazenamento para além de aumentar a reserva de água disponível para abastecimento e para rega, possibilita o aumento da reserva de água para combate a incêndios e aumenta a capacidade para o controlo de cheias, que podem ocorrer nos períodos de intensa precipitação.

O alteamento de barragens de fins múltiplos tem também implicações importantes na produção de energia.

Actualmente, as necessidades energéticas são de tal forma elevadas, que a produção de energia, se tornou num dos factores económicos mais relevantes para as sociedades modernas.

As fontes de produção de energia são muitas. Contudo, a produção de energia gira essencialmente à volta de uma fonte, que domina completamente a economia mundial. O petróleo, seguido pelo carvão, são as principais fontes de energia utilizadas nos dias de hoje. Estas fontes de energia não são renováveis, verificando-se que o seu contínuo consumo rapidamente levará ao esgotamento de tão preciosas fontes. É nesta vertente que terá que ser tendência mundial a produção de energia através de fontes renováveis, como é a energia eólica, energia hidroeléctrica, energia solar, energia das ondas, biogás e biocombustíveis.

Para além de evitar o esgotamento das fontes não renováveis, a preferência pelas energias renováveis é bastante mais vantajosa em termos ambientais, permitindo a redução da emissão de dióxido de carbono, CO<sub>2</sub>, para a atmosfera, que tão grandes problemas acarreta para o ambiente e para o Homem.

Revestindo-se assim de tão grande importância, este tipo de energias tem vindo a ser implementado nos vários países, na medida das suas possibilidades e do seu grau de desenvolvimento.

Numa perspectiva histórica, Portugal desde cedo teve necessidade de recorrer à energia hidráulica, para produzir energia, devido à falta de combustíveis minerais em território nacional.

Desde finais do século XIX, que se recorre à energia hidráulica para a produção de electricidade, numa fase inicial recorrendo às quedas criadas por pequenos açudes de alvenaria, e depois recorrendo a aproveitamentos a fio-de-água. A irregularidade na produção de energia deste tipo de aproveitamentos leva à construção de grandes aproveitamentos de albufeira, com capacidade de produzir energia de forma regular.

É nos anos 50 que se constroem grandes aproveitamentos de albufeira, tendo entrado em funcionamento algumas barragens, cuja produção de energia fazia face a uma necessidade crescente. Neste período, 95% da energia eléctrica produzida em Portugal tinha origem hidroeléctrica, correspondendo esta época ao auge da hidroelectricidade.

Na década de 60 surgem três novos aproveitamentos, e são construídas as primeiras centrais térmicas em território nacional.

Nas décadas seguintes, a procura crescente leva à construção de novas centrais térmicas, que invertem o sentido da preponderância da energia hidroelétrica, sendo que em 1990, a produção de energia de origem térmica era já de 65%, contra 35% de origem hidráulica. Esta tendência vem-se a acentuar até aos dias de hoje, o que faz de Portugal um país dependente de terceiros para a obtenção de fontes de produção de energia. Com o consumo de electricidade cada vez maior, Portugal é um dos países da União Europeia com maior dependência energética do exterior.

As centrais térmicas, como maiores produtores de energia, têm também consequências nefastas para o ambiente, sendo as principais fontes emissoras de gases com efeito de estufa.

Esta consequência, associada à forte dependência de terceiros, e de acordo com as directivas da União Europeia, ditam que Portugal tem assim necessidade de reforçar o parque electroprodutor, investindo em fontes de energia alternativas menos poluentes.

Portugal, com características propícias à produção de energia eólica e hidroelétrica, decidiu apostar fortemente nestes dois tipos de energia como forma de reduzir a dependência energética do país face ao exterior e como meio de atenuar a emissão de gases com efeito de estufa.

Desde 2000, que a produção de energia eléctrica a partir dos parques eólicos tem vindo a aumentar, devido às excelentes condições observadas um pouco por todo o território nacional, sendo de esperar um aumento significativo no número de parques espalhados por todo o país.

Apesar das vantagens associadas a este tipo de energia, a produção eólica é muito irregular e muito imprevisível, variando ao longo do ano e mesmo ao longo do dia.

A produção de energia com origem eólica tende a ser maior durante o período nocturno, quando as necessidades energéticas são menores, tendendo a diminuir durante o dia, quando as necessidades são maiores. Esta oscilação, e não concordância com as necessidades energéticas, coloca problemas na gestão da rede de transporte, que requer equipamentos geradores de reserva, capazes de entrar e sair de serviço rapidamente, complementando a produção eólica. As centrais hidroelétricas possuem estas características, sendo assim os equipamentos adequados para complemento da energia eólica.

Desta forma, com o aumento do parque eólico, é necessário investir na construção de barragens com capacidade de armazenamento, que aumentam a capacidade produtora do país e ainda complementam a produção eólica de forma mais eficaz e barata, sendo que o aumento do parque eólico será em vão sem um reforço do parque hidroelétrico.

O complemento ao parque eólico pode fazer-se através da construção de novas grandes barragens, como foi já programado pelo governo nacional, e/ou através do aumento da capacidade de armazenamento de barragens já existentes.

O aumento da capacidade de armazenamento é possível através do alteamento de barragens, que, permitindo aumentar o volume de albufeira, viabiliza a construção de novas centrais ou reforçar as centrais existentes.

Como já referido, mostra-se mais vantajosa a hipótese de alteamento, sendo um processo mais rápido e que acarreta menos custos que a implementação de novos aproveitamentos.

O complemento à energia eólica é ainda mais eficaz se se recorrer à bombagem, isto é, se se proceder à instalação de equipamentos reversíveis, que fazem face às necessidades quando a produção eólica é inferior, e que utilizam a energia eólica excedentária, nos períodos de menores necessidades, para

bombar água de novo para a albufeira, que será turbinada quando necessário. Pode assim dizer-se que os aproveitamentos reversíveis funcionam como acumuladores de energia eólica.

De forma conclusiva, pode assim dizer-se que com o propósito de diminuir a dependência energética exterior, e diminuir a emissão de gases com efeito de estufa, Portugal tem de apostar em energias renováveis, com grande enfoque na energia eólica e na energia hidroelétrica, por envolverem tecnologias domináveis. O aumento da capacidade hidroelétrica, que vem complementar a produção eólica, fazendo face à sua irregularidade e oscilação, pode ser levado a cabo pela construção de novos aproveitamentos, pelo reforço dos existentes ou através do alteamento de barragens já existentes, sendo as duas últimas alternativas as de mais rápida implementação, as que possuem menores custos ambientais, e regra geral, as mais económicas. Nestas soluções é imprescindível prever os aproveitamentos com sistemas de bombagem, capazes de utilizar a energia eólica excedentária, para bombar água para a albufeira.

## 3

## Barragem do Alto Lindoso

### 3.1. DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DO ALTO LINDOSO

A barragem do Alto Lindoso situa-se no norte de Portugal, a escassas centenas de metros da fronteira com Espanha, entre a serra do Soajo e a Serra do Gerês, fazendo parte do Parque Nacional da Peneda-Gerês.

Juntamente com a barragem de Touvedo, a barragem do Alto Lindoso constitui o Aproveitamento Hidroeléctrico do Rio Lima. O Rio Lima, cuja nascente é em Espanha, apresenta uma bacia hidrográfica alongada, percorrendo até ao Alto Lindoso cerca de 68 km em território espanhol e outros 3 km em território nacional, sendo a área da bacia hidrográfica do Alto Lindoso de 1525 km<sup>2</sup>.

A barragem de Touvedo, encontra-se a cerca de 17 km a jusante da barragem do Alto Lindoso, e além de ser um produtor eléctrico, tem um papel muito importante na regulação do caudal do Rio Lima. A barragem de Touvedo complementa a do Alto Lindoso na medida em que vai modulando os elevados caudais que esta turbina, evitando variações bruscas no caudal do Rio Lima.

A barragem do Alto Lindoso (Fig.3.1.), localizada no vale do Rio Lima, é uma barragem abóbada de dupla curvatura, com 110 m de altura máxima, cujo coroamento tem um desenvolvimento de 297 m, à cota 339 m.



Fig.3.1 – Barragem do Alto Lindoso

Esta barragem cria uma albufeira com 379 hm<sup>3</sup> de capacidade total, sendo actualmente, o centro produtor hidroeléctrico mais potente instalado em Portugal, com uma produção média de 970 milhões de kWh por ano.

Concluída em 1992, o aproveitamento do Alto Lindoso constituiu uma grande obra de engenharia portuguesa, e demarca-se das demais, particularmente pela localização da central eléctrica, que sendo uma central subterrânea, se encontra a 340 m de profundidade, sendo o aproveitamento hidroeléctrico constituído por um complexo sistema hidráulico (Fig.3.2.).

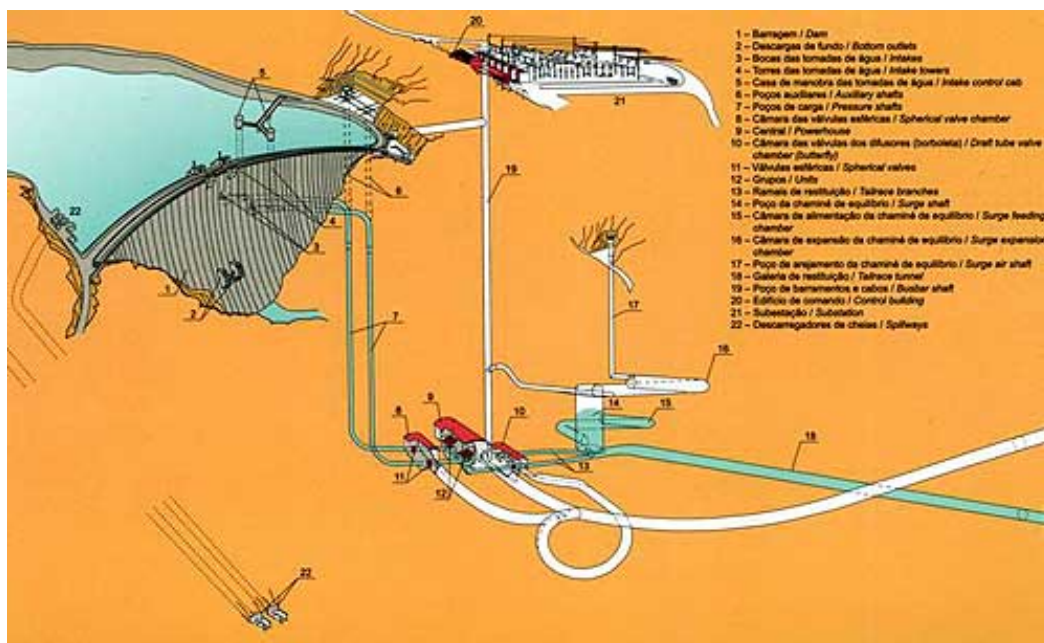


Fig.3.2 – Aproveitamento do Alto Lindoso

A central eléctrica está equipada com dois grupos geradores, cada um composto por uma turbina tipo Francis de 317 MW e por um alternador de 350 MVA.

A descarga de cheia é efectuada por dois descarregadores, situados na margem direita do rio, com uma extensão em planta de 238 m e de 268 m.

A descarga de fundo é efectuada ao longo da barragem, no talvegue do rio, por duas condutas de 2,7 m de diâmetro.

A barragem do Alto Lindoso está fundada em granito de alta qualidade, e a sua implantação obrigou a uma escavação na ordem dos 1 200 000 m<sup>3</sup>.

A construção da barragem mobilizou cerca de duas dezenas de empreiteiros e fornecedores e em números grossos, foram necessários 650 000 m<sup>3</sup> de betão, 10 000 t de aço e 3 000 t de aço em blindagens de poços e galerias.

A construção de um empreendimento desta envergadura teve impactos imediatos nas suas imediações. Desde logo teve um impacto profundo na rede viária local, implicando a construção e o melhoramento de 55 km de estrada, incluindo a construção de onze novas pontes e viadutos.

Em 1994, o aproveitamento do Alto Lindoso foi galardoado com o prémio instituído pela Fundação San Benito de Alcântara, instituição espanhola que distingue as obras públicas mais relevantes realizadas em Espanha, Portugal e países Latino-Americanos. A este, foi atribuído o IV Prémio Internacional Puente de Alcântara, Prémio de Melhor Obra de Engenharia, que revela assim a importância e o marco que foi esta obra de engenharia, na engenharia nacional.

### 3.2. TIPO E FORMA DA BARRAGEM

De acordo com o descrito no Anteprojecto do Escalão do Alto Lindoso, a escolha do tipo de barragem a implantar, foi uma questão rapidamente resolvida, na medida em que a forma do vale e a boa qualidade da rocha de fundação no local, apontavam para uma barragem abóbada de dupla curvatura, em que os impulsos hidrostáticos seriam directamente descarregados sobre a fundação, sem encontros artificiais.

O traçado definido para os arcos da barragem do Alto Lindoso foram os de directriz parabólica, solução que se justifica pelo facto de condicionados aos mesmos pontos das encostas e de fecho, os arcos parabólicos têm menor desenvolvimento que os circulares, o que lhes confere maior rigidez estrutural e uma maior economia em betão.

Uma vez que uma barragem parabólica tem maior curvatura na zona central, esta concentra o efeito de arco à volta do fecho dos arcos, sendo o efeito consola, uma característica das nascenças onde é menor a altura e são maiores as espessuras.

Além destas vantagens associadas a arcos parabólicos, com estes, é conseguida uma melhoria na transmissão dos impulsos ao terreno.

A definição da forma da barragem, passa em primeiro lugar pela definição de um sistema de eixos geral, à qual toda a barragem passa a estar referenciada.

O sistema de eixos usualmente adoptado é um triedro de referência, cuja origem se encontra no fecho de directriz do arco do coroamento, em que:

- O eixo dos  $yy$ , horizontal e radial, tem a direcção do eixo do rio e sentido positivo montante-jusante;
- O eixo dos  $zz$ , vertical, é orientado positivamente de cima para baixo;
- O eixo dos  $xx$ , tangencial, forma com os anteriores um triedro directo, estando orientado com sentido positivo da direita para a esquerda.

O sistema de eixos é o que a seguir se representa (Fig.3.3.).

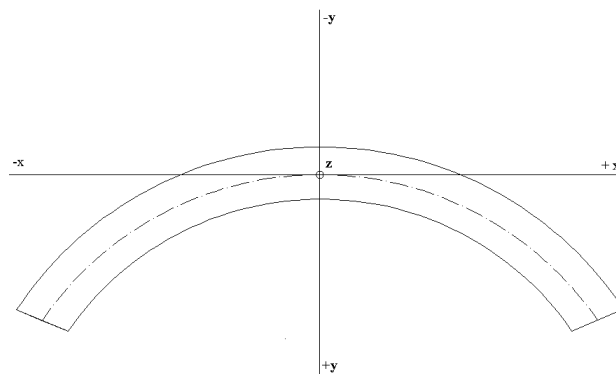


Fig.3.3 – Eixos de referência

### 3.2.1. DEFINIÇÃO DA DIRECTRIZ DOS ARCOS

A directriz dos arcos, sendo parabólica, é dada por uma expressão de segundo grau caracterizada por dois parâmetros, que dependem da profundidade  $z$ .

A equação da directriz de um arco em relação ao referencial geral é dada pela expressão (3.1.).

$$y = \frac{x^2}{2p_z} - a_z \quad (3.1.)$$

O parâmetro  $p_z$  é o parâmetro da parábola, e assume uma forma polinomial. Após estudos realizados de forma a otimizar o funcionamento estrutural do arco, que será tanto melhor quanto mais pequeno for o seu raio médio, o parâmetro  $p_z$ , em função da profundidade  $z$ , é dado pela expressão (3.2.).

$$p_z = 113 - 5,703572 \eta + 0,3874011 \eta^2 - 0,1736113 \eta^3 + 0,01624506 \eta^4 - 0,0004216277 \eta^5 \quad (3.2.)$$

Por uma questão de facilidade e comodidade de escrita, a expressão vem em função de  $\eta$ , que é função de  $z$  e é dado pela seguinte fracção (3.3.)

$$\eta = \frac{z}{10} \quad (3.3.)$$

O parâmetro  $a_z$  é um parâmetro intimamente ligado à consola de fecho, representando a distância, na horizontal, entre o fecho do arco e o cilindro de referência, isto é, o cilindro vertical cuja directriz contém a directriz do arco de coroamento.

Sendo um dos parâmetros definidores da consola de fecho, a definição de  $a_z$ , é consequência de várias considerações necessárias tomar para o bom funcionamento da consola.

Assim, será necessário garantir que, devido apenas ao peso próprio, se instalem tensões de tracção não superiores a 1MPa, na base do paramento de jusante, e que não existam tensões de tracção superiores a 0,3MPa, na zona alta do paramento de montante.

Uma vez que é difícil a quantificação destes princípios, assumindo a forma polinomial em função de  $z$ , o ensaio de diversas formas, aliado a considerações estéticas, e acima de tudo tendo por base a experiência de casos semelhantes, levaram à seguinte expressão para  $a_z$  (3.4.).

$$a_z = 1,867834 \eta + 0,2230830 \eta^2 - 0,09865876 \eta^3 + 0,01102495 \eta^4 - 0,0004727742 \eta^5 \quad (3.4.)$$



### 3.2.2. DEFINIÇÃO DA CONSOLA DE FECHO

A definição da consola de fecho está intrinsecamente ligada a dois factores importantes. Um deles é a distância, na horizontal, entre o fecho do arco e o cilindro de referência,  $a_z$ , e o segundo é a espessura no fecho,  $e_0$ .

Na figura 3.4., está representado em corte vertical, a consola de fecho, sendo especificado em que medida estes parâmetros influenciam a consola.

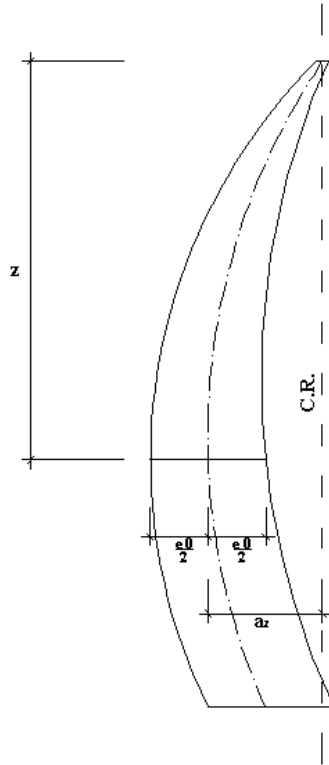


Fig.3.4 – Corte vertical, na consola de fecho

O parâmetro  $a_z$ , está definido no ponto anterior, de acordo com a expressão (3.4.).

A espessura no fecho,  $e_0$ , tal como o parâmetro anterior, tem de ser definida de forma a garantir o bom funcionamento da consola. Assim, é necessário garantir a cada cota, a espessura necessária para o funcionamento estrutural dos arcos, e é importante atribuir à consola uma forma harmoniosa, no que respeita à variação de espessuras e à curvatura vertical.

Desta forma, à semelhança das considerações tomadas na definição do parâmetro  $a_z$ , assumindo a forma polinomial em função de  $z$ , a espessura no fecho é dada pela expressão (3.5.).

$$e_0 = 4 + 2,081566 \eta - 0,2679505 \eta^2 + 0,08034516 \eta^3 + \\ - 0,009022521 \eta^4 + 0,0003209177 \eta^5 \quad (3.5.)$$

Na figura 3.5 está representada a consola de fecho para o Alto Lindoso, evidenciando-se a variação da espessura ao longo da mesma. Com uma espessura de 4 m à cota do coroamento, esta vai aumentando, atingindo o valor máximo de 21 m, aos 110 m de profundidade.

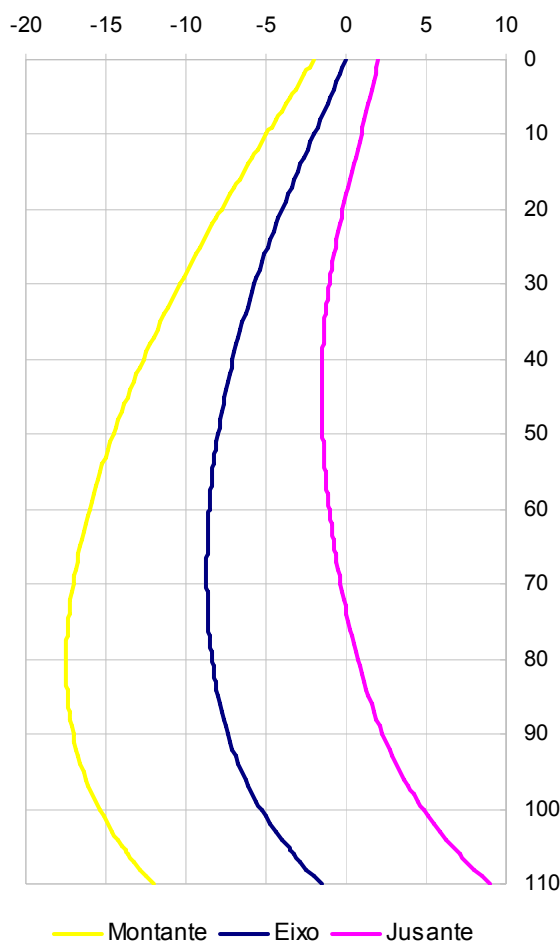


Fig.3.5 – Consola de Fecho do Alto Lindoso

### 3.2.3. DEFINIÇÃO DOS PARAMENTOS

A definição dos paramentos está interligada com a espessura da barragem em profundidade, e ao longo da sua directriz.

A espessura da barragem,  $e$ , é medida radialmente à directriz a determinada profundidade  $z$ , num ponto de abcissa  $x$ . A expressão que determina a espessura segue uma lei de acordo com a expressão (3.6.), lei aplicada em barragens estudadas anteriormente à do Alto Lindoso.

$$e = e_0 \left[ 1 + A \left( \frac{x}{100} \right)^2 \right] \quad (3.6.)$$

O valor de  $e_0$  corresponde ao valor da espessura no fecho, à profundidade em questão. O parâmetro  $A$  assume uma forma polinomial, em função da profundidade  $z$ , e resulta de sucessivas afinações de formas, necessárias efectuar devido a cálculos efectuados.

Assim, o parâmetro  $A$ , é expresso como indica a expressão (3.7.).

$$A = 0,3573173 \eta - 0,08548716 \eta^2 + 0,008962299 \eta^3 + \\ - 0,0001278656 \eta^4 + 0,0000005023905 \eta^5 \quad (3.7.)$$

Na figura 3.6., representa-se um corte horizontal à profundidade  $z$ , onde estão indicadas todas as dimensões necessárias para definir, na totalidade, o corpo da barragem do Alto Lindoso.

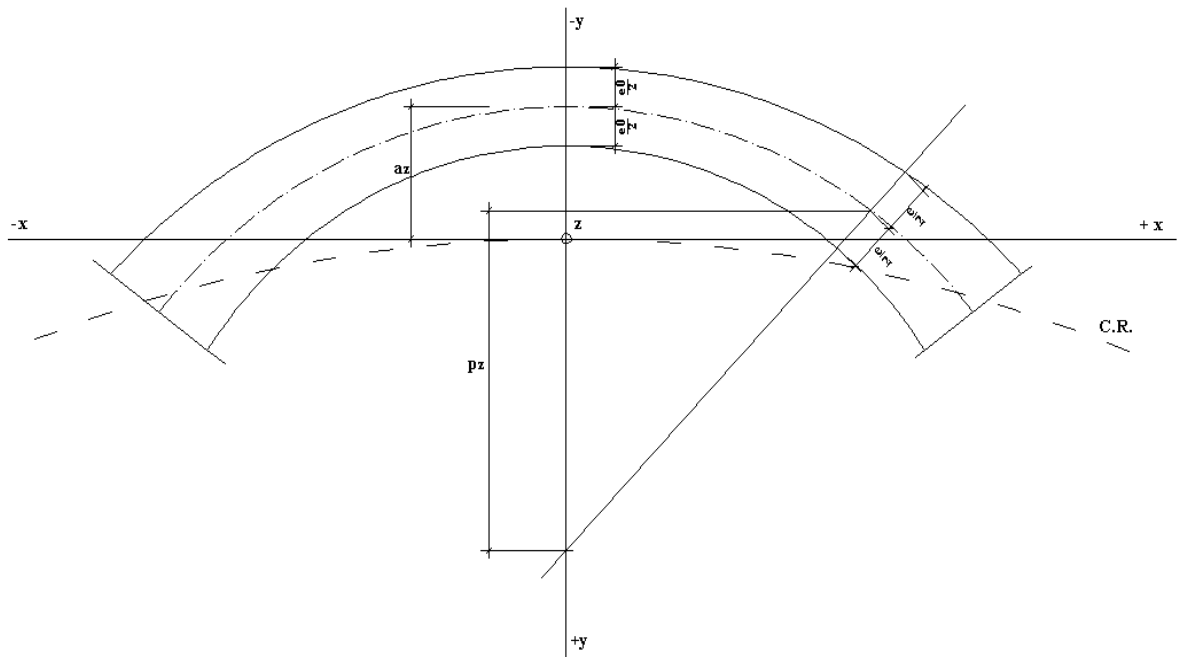


Fig.3.6 – Corte Horizontal à profundidade  $z$

### 3.3. IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM

Segundo o Anteprojecto do Escalão do Alto Lindoso, o local escolhido para a implantação da barragem do Alto Lindoso, foi criteriosamente estudado, e o posicionamento final desta teve por base razões geológicas, topográficas e económicas.

Um dos aspectos importantes foi o de fundar a barragem unicamente em granito, por um lado, para evitar a deformabilidade diferente dos dois materiais que existem na zona, o granito e o micaxisto; e por outro, para afastar a barragem da zona de influência das falhas associadas ao contacto, em ambas as margens.

Outro condicionalismo foi a grande compartimentação do maciço, que apesar de ser de boa qualidade, permitiu considerar, de apenas  $1/4$ , os taludes de escavação, de forma a minimizar os riscos adjacentes ao escorregamento ao longo das diáclases, mesmo durante a escavação.

A escolha da implantação final, tendo em conta os condicionalismos supracitados, foi realizada estudando várias possibilidades. A escolha final recaiu sobre a que dá respostas mais eficazes aos problemas existentes, tendo sempre em vista a solução com menores custos.

Determinado o local de implantação, foi estudado o perfil do vale.

O perfil do vale ao longo do cilindro de referência, foi planificado e desenvolvido, podendo ser traduzido por três troços distintos de variação linear, em cada uma das margens.

Assim, para a margem esquerda, o perfil do vale é dado pelas expressões indicadas em (3.8.).

$$\begin{array}{ll} 0 \leq z \leq 5 & D = 156,844 \\ 5 \leq z \leq 105,5 & D = 162,5114 - 1,134277 z \\ 105,5 \leq z \leq 110 & D = 321,9770 - 2,645761 z \end{array} \quad (3.8.)$$

O perfil ao longo da margem direita é dado pela expressões analíticas indicadas em (3.9.).

$$\begin{array}{ll} 0 \leq z \leq 5 & D = -140 \\ 5 \leq z \leq 105,5 & D = -145 + z \\ 105,5 \leq z \leq 110 & D = -290,6650 + 2,380711 z \end{array} \quad (3.9.)$$

### 3.4. JUNTAS DE CONTRACÇÃO

As juntas de contracção são um elemento fundamental nas barragens de betão, pois permitem a contracção da massa de betão por dissipação do calor de hidratação.

O arrefecimento do betão provoca variações volumétricas consideráveis, resultando no aparecimento de fracturas nos blocos de betão, tanto maiores quanto maiores os blocos. Desta forma, as juntas de contracção são colocadas de modo a diminuir as dimensões de cada bloco, de forma a minimizar os deslocamentos da barragem e o aparecimento de fracturas.

No caso do Alto Lindoso, o corpo da barragem foi dividido em blocos de betonagem separados por juntas com espaçamento, medido sobre o cilindro de referência, de 14,259 m, do fecho para a margem esquerda e de 14 m, do fecho para a margem direita, espaçamento dentro dos valores regulamentares, cujo valor mínimo, em planta, não deve exceder os 15 m.

Desta forma, o corpo da barragem foi dividido num total de 21 blocos, 11 blocos, contados do fecho para a margem esquerda, e 10 blocos, contados do fecho para a margem direita (Fig.3.7.).

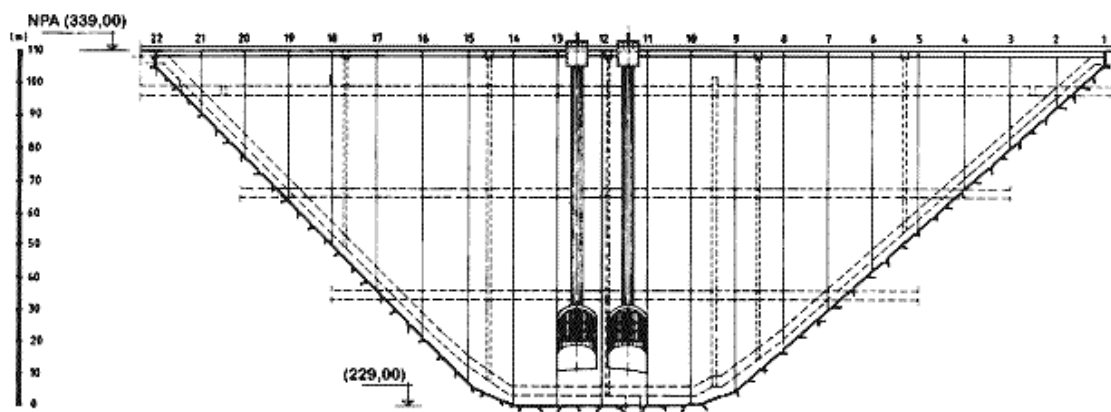


Fig.3.7 – Vista de Montante

Para proceder à injeção das juntas com calda de cimento, estas foram divididas em compartimentos estanques. A localização das lâminas de estanqueidade, que compartimentam as juntas na horizontal, foi definida tendo em conta a cota das galerias de visita, existindo três galerias às profundidades de 15, 48 e 80 m; e tendo em conta a altura dos compartimentos, sensivelmente entre 15 e 17, para não tornar excessiva a área submetida à pressão de injeção.

Assim, as lâminas de estanqueidade encontram-se às profundidades de 0, 15, 31, 48, 64, 80 e 95 m.

### 3.5. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

#### 3.5.1. BETÃO

As propriedades do betão consideradas são as tradicionalmente adoptadas.

Assim, as propriedades do betão são as que a seguir se enumeram:

- |                                    |  |
|------------------------------------|--|
| ▪ Módulo de Elasticidade           | $E_b = 30 \text{ GPa};$                          |
| ▪ Coeficiente de Poisson           | $\mu = 0,20;$                                    |
| ▪ Coeficiente de Dilatação Térmica | $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1};$ |
| ▪ Peso Específico Médio            | $\delta = 24 \text{ kN/m}^3.$                    |

#### 3.5.2. FUNDAÇÃO

As propriedades da fundação foram determinadas através de vários ensaios realizados “in situ”, sendo estes efectuados em três locais distintos, como representativos de rocha sã, rocha alterada e de rocha com características intermédias. Os resultados obtidos para ensaios sobre rocha alterada foram desprezados, uma vez que não é de esperar que as fundações da barragem se situem sobre este tipo de rocha.

Os resultados obtidos foram comparados com disposições e métodos teóricos, que levaram à definição das seguintes propriedades para a fundação:

- |                          |                         |
|--------------------------|-------------------------|
| ▪ Módulo de Elasticidade | $E_f = 20 \text{ GPa};$ |
| ▪ Tensão de Ruptura      | $120 \text{ GPa}.$      |

### 3.6. SOLICITAÇÕES / ACÇÕES

#### 3.6.1. PESO PRÓPRIO

A acção do peso próprio é uma acção que se instala progressivamente durante o processo construtivo.

À medida que progridem as betonagens, o peso próprio actua como solicitação vertical sobre os blocos independentes, que funcionam numa primeira fase como estruturas isostáticas, pelo facto de estarem ainda abertas as juntas de contracção.

Só depois de injectadas as juntas de contracção é que se atinge o funcionamento monolítico da barragem, uma vez que estão solidarizados todos os blocos que a compõe.

O efeito do peso próprio é avaliado admitindo um peso específico do betão em obra de 24 kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.6.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA

A acção da pressão hidrostática está intrinsecamente ligada ao regime de exploração da albufeira.

Estudos realizados indicam que o nível de pleno armazenamento (NPA) corresponde à cota 338, e que o nível máximo extraordinário (NME) está à cota 339.

Conhecida a altura de água na albufeira, e admitindo o peso volúmico da água igual a 10kN/m<sup>3</sup>, determina-se a pressão da água, que como é sabido, se apresenta sempre perpendicular ao paramento de montante. Mas, devido à curvatura que a barragem apresenta na vertical, por simplicidade, visto não ser grande o erro cometido, considera-se a pressão da água como uma acção horizontal que actua no paramento de montante.

O efeito da sub-pressão não será tido em conta neste estudo, visto que esta não é uma das acções mais relevantes neste tipo de barragem.

#### 3.6.3. VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

A variação da temperatura é uma das solicitações mais importantes nas barragens de betão, pelas suas características de permanência e repetição, que implicam determinados efeitos estruturais e a deterioração dos materiais.

O estado térmico de uma barragem depende de vários factores. São de salientar os factores climáticos, a temperatura do ar e a temperatura da água, que definem as condições fronteira em termos de estado térmico; as propriedades dos materiais, em especial do betão e do maciço de fundação, que definem o meio em que se processa todo o fenómeno térmico; e o processo construtivo, que determina o estado térmico instalado na obra.

##### 3.6.3.1. Temperatura do ar

A temperatura do ar pode aproximar-se a uma lei sinusoidal, indicada na expressão (3.10.), que em função da data,  $t$ , contada a partir de 1 de Janeiro, permite determinar a temperatura do ar no Alto Lindoso, ao longo de todo o ano.

$$\theta_{ar} = \bar{\theta}_{ar} - \theta'_{ar} \cos \frac{2\pi}{365}(t - \beta) \quad (3.10.)$$

De acordo com o Anteprojecto do Escalão do Alto Lindoso, os parâmetros térmicos para o Alto Lindoso tomam os valores que a seguir se indicam:

- Temperatura média anual do ar  $\bar{\theta}_{ar} = 14,1^{\circ}C$  ;
- Semi-amplitude de variação anual  $\theta'_{ar} = 6,2^{\circ}C$  ;
- Desfazamento, em dia  $\beta = 21$ .

Assim, a curva de variação da temperatura do ar para o Alto Lindoso é a que se representa na figura 3.8., estando também representada a temperatura média anual.

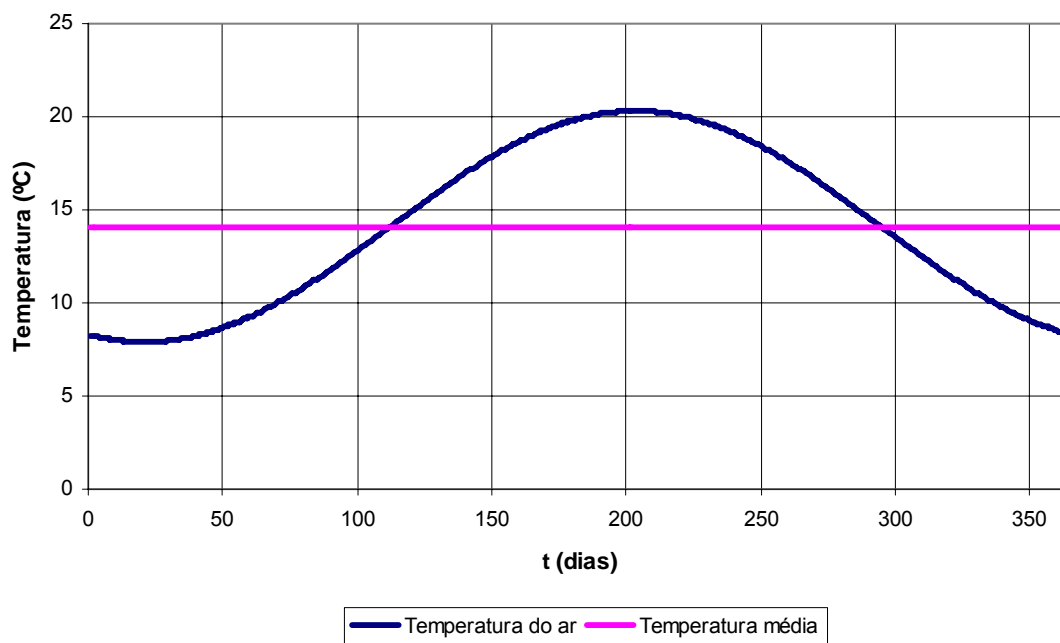


Fig.3.8 – Variação da temperatura do ar para o Alto Lindoso

Com base na expressão (3.10.), a temperatura característica de cada mês, é a representada no quadro 3.1., sendo o valor apresentado relativo ao meio de cada mês, dado o pequeno erro cometido e por facilidade de cálculo.

Quadro 3.1 – Temperatura característica de cada mês

Mês	Temperatura do Ar (°C)
Janeiro	7,93
Fevereiro	8,47
Março	10,31
Abril	13,33
Mai	16,47
Junho	19,05
Julho	20,25
Agosto	19,80
Setembro	17,77
Outubro	14,82
Novembro	11,59
Dezembro	9,12

### 3.6.3.2. Temperatura da água

A temperatura da água pode ser obtida com base em modelos matemáticos de previsão, com base na sua medição directa, ou com base em estudos preliminares, na experiência existente noutras obras em condições semelhantes.

De acordo com o Anteprojecto do Alto Lindoso, a temperatura média anual da água é traduzida analiticamente, em função da profundidade,  $z$ , medida a partir do nível superior da albufeira, pelas expressões indicadas em (3.11.), que se baseiam em estudos levados a cabo para Vilarinho das Furnas.

$$\begin{aligned}
 z \leq 45m \quad \bar{\theta}_{ag} &= \bar{\theta}_{ar} + (\bar{\theta}_{ar} - \bar{\theta}_f) \frac{z(z-90)}{45^2} \\
 z \geq 45m \quad \bar{\theta}_{ag} &= \bar{\theta}_f
 \end{aligned}
 \tag{3.11.}$$

A semi-amplitude da variação anual é expressa, à semelhança da temperatura média, em função da profundidade,  $z$ , e é dada pelas expressões indicadas em (3.12.).

$$\begin{aligned}
 z \leq 45m \quad \theta'_{ag} &= \theta'_{ar} + (\theta'_{ar} - \theta'_f) \frac{z(z-90)}{45^2} \\
 z \geq 45m \quad \theta'_{ag} &= \theta'_f
 \end{aligned}
 \tag{3.12.}$$



Dado a relativa proximidade do Alto Lindoso a Vilarinho das Furnas, os valores a adoptar para a temperatura da água no fundo da albufeira, assim como para a semi-amplitude de variação no fundo da albufeira, são os que a seguir se indicam:

- Temperatura da água no fundo da albufeira  $\bar{\theta}_f = 7^\circ C$  ;
- Semi-amplitude da variação no fundo da albufeira  $\theta'_f = 0,5^\circ C$  .

A representação gráfica da variação da temperatura da água da albufeira é a que se indica na figura 3.9., considerando a cota de armazenamento de 338 m.

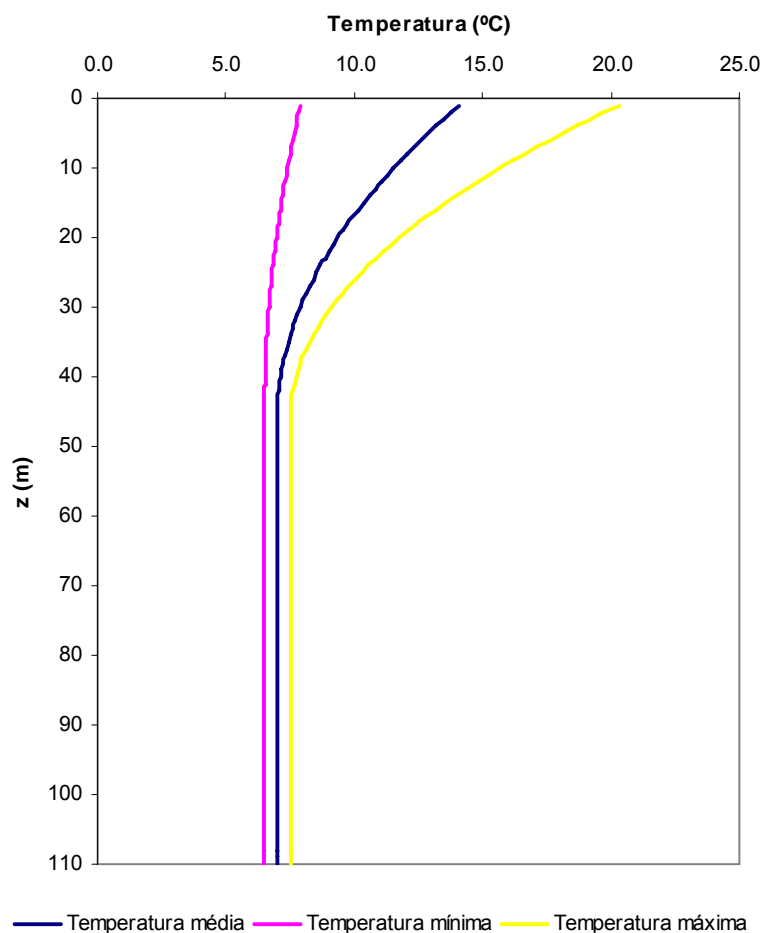


Fig.3.9 – Variação da temperatura da água na albufeira

### 3.6.3.3. Temperatura do betão

A variação da temperatura ao longo do corpo da barragem será quantificada através de um modelo de placas, que considera apenas o fluxo de calor na direcção montante-jusante. Este modelo permite calcular os efeitos da temperatura, em função da espessura de cada placa, em cada um dos seus pontos, em qualquer altura do ano, função da temperatura nas suas extremidades.

Como facilmente se compreende, o paramento de montante será solicitado pela lei correspondente à variação de temperatura da água da albufeira, e o paramento de jusante ficará sujeito à lei sinusoidal da variação da temperatura do ar.

Dada as diferentes leis a que os paramentos estão sujeitos, o estudo da variação da temperatura do betão será efectuado admitindo-se que estão em fase as ondas sinusoidais sobre os paramentos, e que o regime térmico do betão da barragem é o regime estacionário.

Desta forma, em cada ponto, a temperatura do betão continua a ser uma função sinusoidal do tempo, expressa por (3.13.), que oscila à volta do valor médio, que só depende da distância do ponto aos paramentos; com uma semi-amplitude, que traduz o amortecimento introduzido a igual valor do ar pela espessura da barragem.

$$\theta_B = \bar{\theta}_B - \theta'_B \cos \frac{2\pi}{365}(t - \beta) \quad (3.13.)$$

O valor da temperatura média do betão é dado pela expressão (3.14.), em que E, é a espessura da barragem, e X, a distância do ponto ao paramento de montante.

$$\bar{\theta}_B = \bar{\theta}_{ag} + (\bar{\theta}_{ar} - \bar{\theta}_{ag}) \frac{X}{E} \quad (3.14.)$$

Uma vez que estão em fase as ondas sinusoidais sobre os paramentos, o aspecto analítico da expressão de cálculo da semi-amplitude pode ser simplificado, tomando o aspecto indicado na expressão (3.15.).

$$\theta'_B = \theta'_{ar} \frac{l_X}{l_E} + \theta'_{ag} \frac{l_{E-X}}{l_E} \quad (3.15.)$$

Os parâmetros  $l_X$ ,  $l_E$ ,  $l_{E-X}$ , são dados pelas expressões indicadas em (3.16.).

$$\begin{aligned} l_X &= \sqrt{2(chX - \cos X)} \\ l_E &= \sqrt{2(chE - \cos E)} \\ l_{E-X} &= \sqrt{2[ch(E - X) - \cos(E - X)]} \end{aligned} \quad (3.16.)$$

Com estas expressões facilmente se determina, para cada placa, e em qualquer instante, a temperatura no interior do betão.

Mas mais importante que o conhecimento pontual da temperatura do betão é útil definir um diagrama trapezoidal equivalente, que é determinado como tendo a mesma área e o mesmo momento estático do diagrama real.

Este diagrama é definido por temperaturas fictícias nos paramentos de montante e de jusante, que são determinadas respectivamente, pelas expressões (3.17.) e (3.18.).

$$\theta_M = \bar{\theta}_{ag} - \theta'_M \cos \frac{2\pi}{365}(t - \beta) \quad (3.17.)$$

$$\theta_J = \bar{\theta}_{ar} - \theta'_J \cos \frac{2\pi}{365}(t - \beta) \quad (3.18.)$$

Como se constata, os parâmetros que definem o diagrama trapezoidal equivalente são também funções sinusoidais do tempo. Oscilam à volta das temperaturas médias de contacto, com semi-amplitudes, dadas pelas expressões indicadas em (3.19.), que dependem das semi-amplitudes de variação do ar e da água, através de coeficientes A e B, indicados em (3.20.), que só dependem da espessura da barragem.

$$\begin{aligned} \theta'_M &= A \theta'_{ar} + B \theta'_{ag} \\ \theta'_J &= B \theta'_{ar} + A \theta'_{ag} \end{aligned} \quad (3.19.)$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{2}{E^2 l_E} (2 w_1 E - 3 w_2) \\ B &= \frac{2}{E^2 l_E} (3 w_2 - w_1 E) \end{aligned} \quad (3.20.)$$

sendo

$$\begin{aligned} w_1 &= \int_0^E l_X dX \\ w_2 &= \int_0^E X l_X dX \end{aligned} \quad (3.21.)$$

Os diagramas reais e os diagramas trapezoidais equivalentes, para o Alto Lindoso, independentemente da espessura de cada placa, apresentam a forma indicada na figura 3.10., para épocas extremas, como são o Inverno e o Verão.

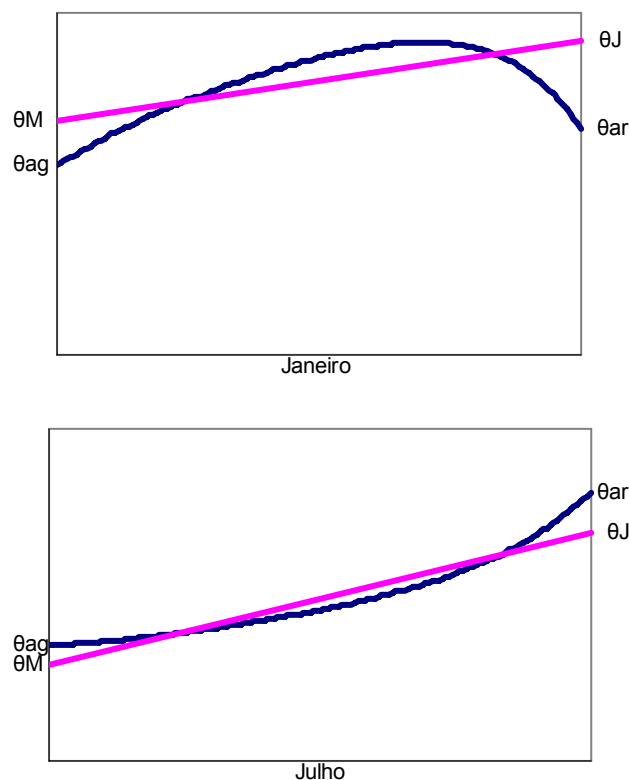


Fig.3.10 – Diagramas reais e diagramas trapezoidais equivalentes

Analisando e comparando os diagramas, constata-se que para o Alto Lindoso a temperatura de montante é sempre inferior à temperatura de jusante; que as temperaturas no interior do betão relativamente às dos paramentos são mais elevadas no inverno e mais baixas no verão; e que nos paramentos as temperaturas fictícias são mais altas no inverno e mais baixas no verão, quando comparadas com as temperaturas reais.

As variações de temperatura a que a barragem fica efectivamente submetida, são as que representam os acréscimos ou decréscimos de temperatura relativamente à temperatura a que, por injeção das juntas de contracção, tem início a monolitização do conjunto.

De acordo com o Anteprojecto do Alto Lindoso, a temperatura a que se dá a injeção das juntas é à temperatura de 8.3 °C, pelo que o aumento ou diminuição da temperatura, terá como referência este valor.

O cálculo da temperatura foi efectuando dividindo a estrutura em placas, com espessura crescente em profundidade, conforme a variação da mesma. Desta forma o corpo da barragem foi dividido em sete placas, com espessuras de 5.5, 8, 11, 14, 17, 19 e 20 m.

Os resultados obtidos para a variação da temperatura ao longo de cada placa, estão indicados no Anexo 1, representando-se graficamente a variação real da temperatura e o diagrama trapezoidal equivalente.

#### 3.6.4. ACÇÃO SÍSMICA

Numa barragem, a acção do sismo intervém através da variação do peso específico da barragem e da água da albufeira, em função da componente vertical do sismo; através da variação de pressão exercida sobre a barragem por um líquido, a água com peso específico modificado; e através de um acréscimo de pressão, que segundo Westergaard, é de distribuição parabólica com a profundidade.

O modelo proposto por Westergaard consiste em considerar massas adicionais ao nível dos nós dos elementos finitos, que simulam o efeito da água quando solicitada por uma acção sísmica.

Estas massas adicionais, que no cálculo sísmico serão adicionadas à matriz de massa inicial, dependem da massa específica da água,  $\rho$ ; da altura da barragem,  $H$ ; da altura de água acima de cada nó,  $z_i$ ; e da área de influência de cada nó,  $A_i$ , sobre o paramento de montante. A determinação das massas adicionais é dada pela expressão (3.22.).

$$m_i = \frac{7}{8} \rho H \left( 1 - \frac{z_i}{H} \right)^{0.5} A_i \quad (3.22.)$$

No que respeita ao sentido de actuação do sismo, deverá considerar-se um sismo a actuar no sentido montante-jusante, em sobreposição com albufeira cheia e descida de temperatura.

De acordo com o Anteprojecto do Escalão do Alto Lindoso, o valor da aceleração a considerar no cálculo, para um período de retorno de 1000 anos, é de 0.06g, de acordo com a Carta de Risco Sísmico de Portugal.

#### 3.7. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Tendo em conta as acções preponderantes referidas no ponto anterior, e o estipulado pelas Normas de Projecto de Barragens, para análise do comportamento estrutural da barragem, foram consideradas as seguintes combinações de acções:

- Peso Próprio e Pressão Hidrostática;
- Exploração Inverno, com peso próprio, pressão hidrostática correspondente ao NPA e variação de temperatura correspondente a Janeiro;
- Exploração Verão, com peso próprio, pressão hidrostática correspondente a ano seco e variação de temperatura correspondente a Julho;
- Exploração de Inverno conjuntamente com acção sísmica.

#### 3.8. MODELO ESTRUTURAL

Para análise do comportamento da barragem foi desenvolvido um modelo de elementos finitos representando a barragem e o maciço de fundação (Fig.3.11.).

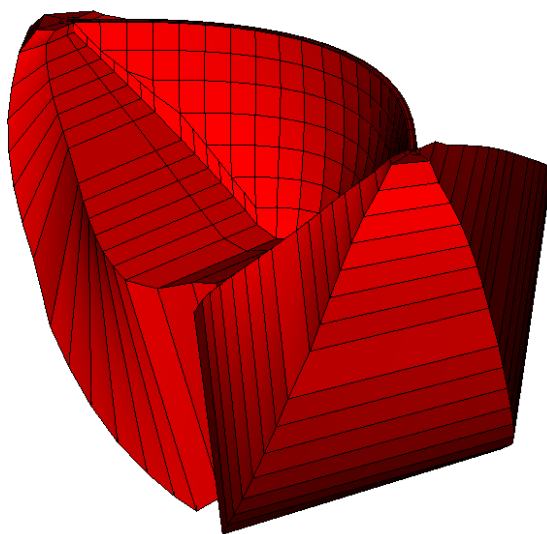


Fig.3.11 – Modelo de cálculo

A discretização do corpo da barragem em elementos finitos foi levada a cabo analisando a posição das juntas de contracção e das lâminas de estanqueidade, citadas no ponto 3.4., o que permitiu definir um modelo que melhor representa o comportamento da barragem.

O maciço de fundação foi também discretizado em elementos finitos, de forma a simular a interacção da barragem/fundação. Os elementos são de maiores dimensões que os usados na discretização do corpo da barragem, em que os nós extremos dos elementos das extremidades se encontram encastrados, representando a elevada indeformabilidade que o maciço de fundação apresenta.

O modelo é então composto por 719 elementos tridimensionais, na sua maioria elementos cúbicos, formando uma malha com 1040 pontos nodais.

Os materiais da barragem e da fundação foram, neste modelo, idealizados como contínuos, homogéneos e isotrópicos com comportamento elástico.

O estudo e análise do comportamento da barragem serão efectuados com recurso ao programa de cálculo, Femix 3.1.

A utilização da versão 3.1 deste programa, não permite fazer uma análise dinâmica da estrutura, pelo que no presente trabalho não será efectuado o estudo sísmico. Este estudo é importante para o perfeito conhecimento do comportamento da estrutura, pelo o trabalho não se apresenta completo quanto ao funcionamento estrutural da barragem.

### 3.9. RESULTADOS OBTIDOS DAS ACÇÕES

#### 3.9.1. PESO PRÓPRIO

Na figura 3.12. estão representadas as tensões verticais instaladas na barragem devidas apenas à acção do peso próprio.

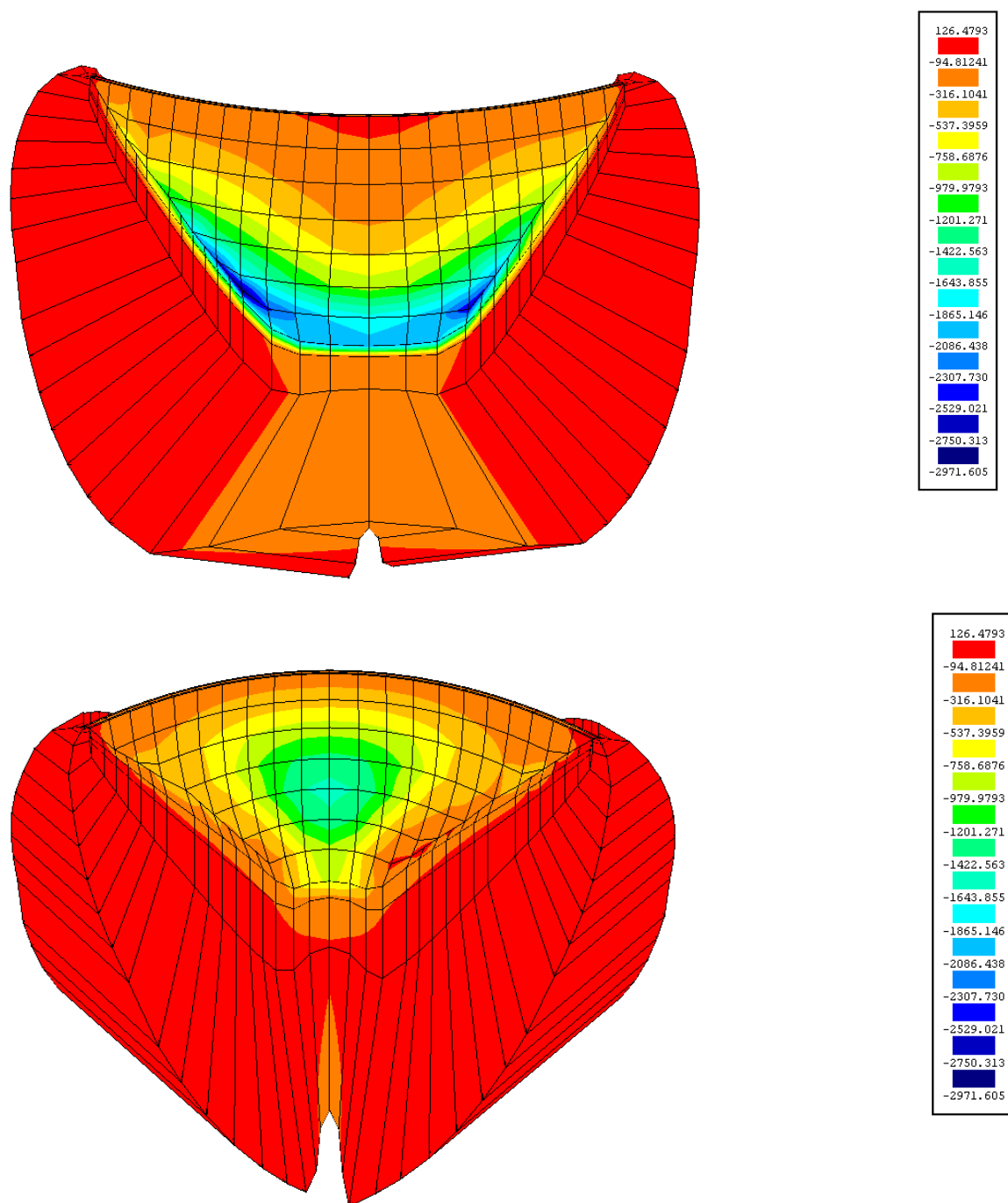


Fig.3.12 – Tensões Verticais, devido ao peso próprio, a montante e jusante, respectivamente

Considerando as consolas como estruturas isoladas, verifica-se que ambas as faces, a de montante e a de jusante, estão comprimidas.

Como se constata, a montante as compressões aumentam com a profundidade, apresentando valores mais elevados na zona de contacto barragem/maciço de fundação.

A jusante, a zona mais comprimida é a zona central da barragem, a partir da qual as compressões se degradam em direcção aos encontros e ao coroamento, que apresentam compressões inferiores.

As tensões verticais instaladas na consola de fecho são as representadas na figura 3.13., e na figura 3.14. estão representadas as tensões horizontais instaladas na mesma.

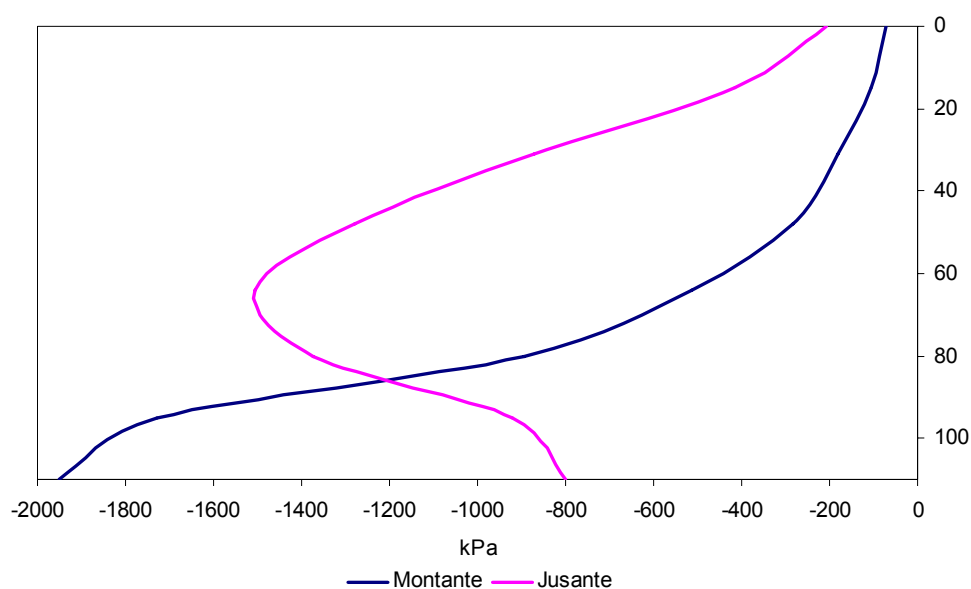


Fig.3.13 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido ao Peso Próprio

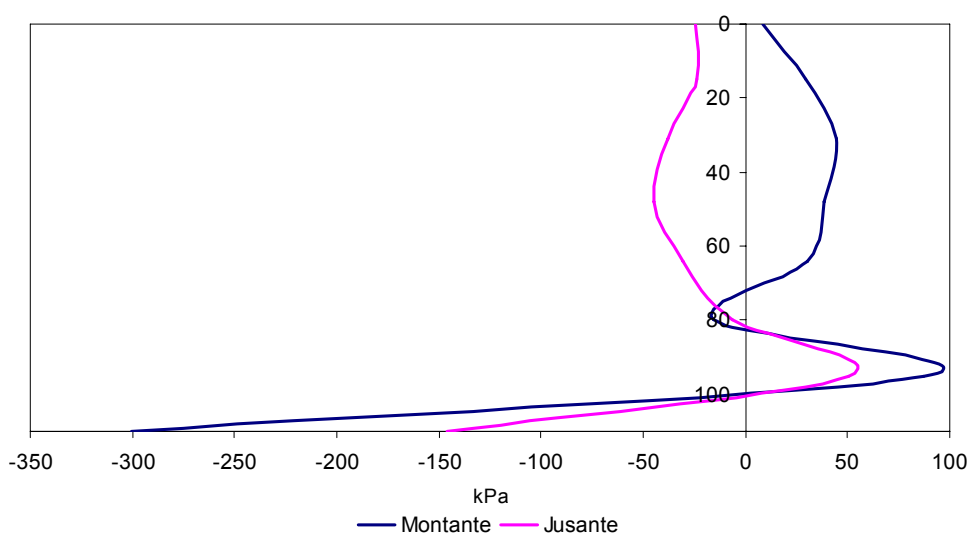


Fig.3.14 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido ao Peso Próprio

Os deslocamentos obtidos nos cálculos não são relevantes, pois não representam os deslocamentos da estrutura, mas de cada uma das consolas independentes.



### 3.9.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA

Para o nível de armazenamento correspondente ao NPA, o estado de tensão instalado devido à pressão hidrostática é o indicado na figura 3.15..

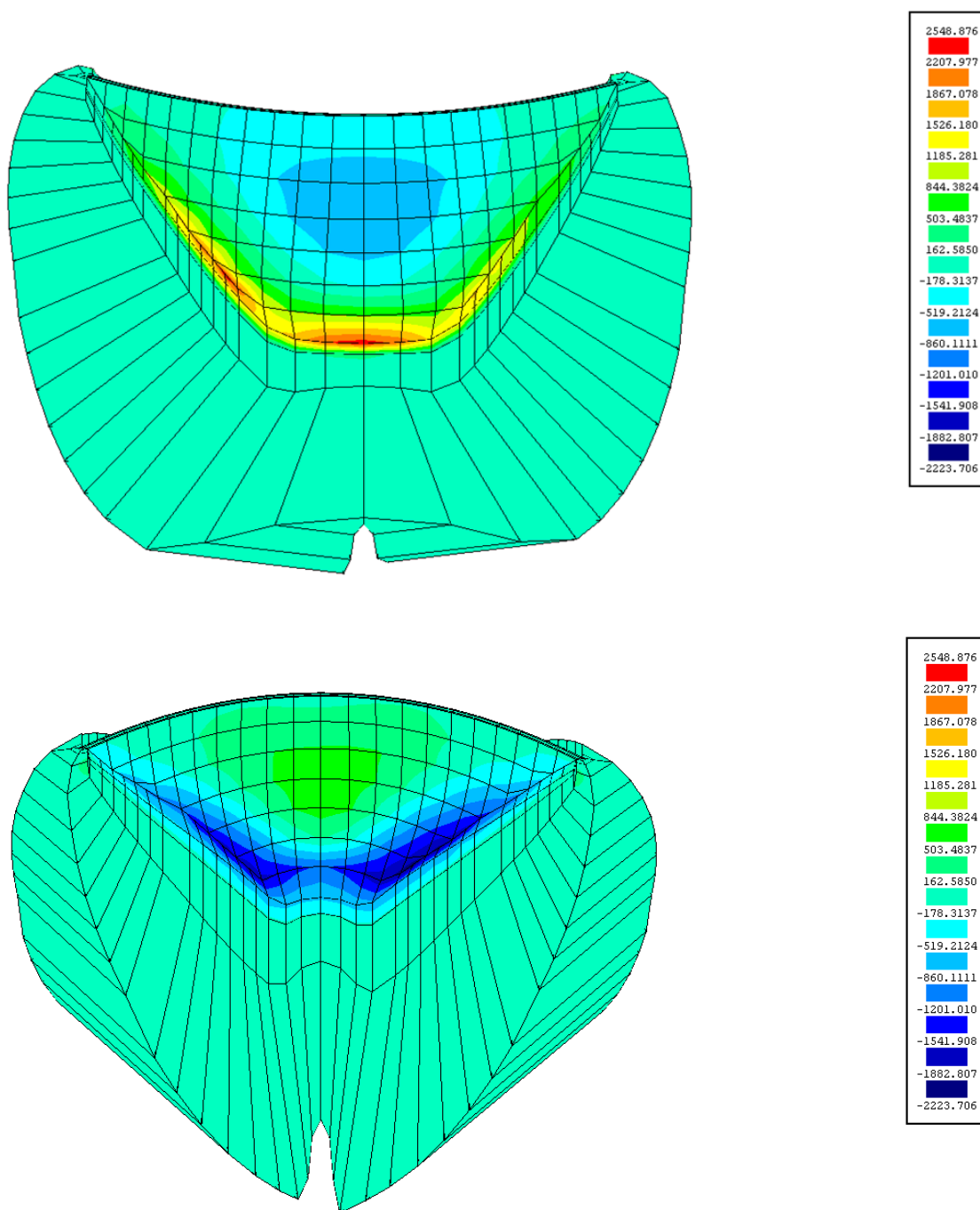


Fig.3.15 – Tensões Verticais, devido à pressão hidrostática, a montante e jusante, respectivamente

Analisando o estado de tensão, verifica-se que a montante nas nascenças se instala um estado de tracção, mais levado na zona da consola de fecho; e que na zona central do corpo da barragem se instalam compressões que não são superiores a 1 MPa (Fig.3.16.).

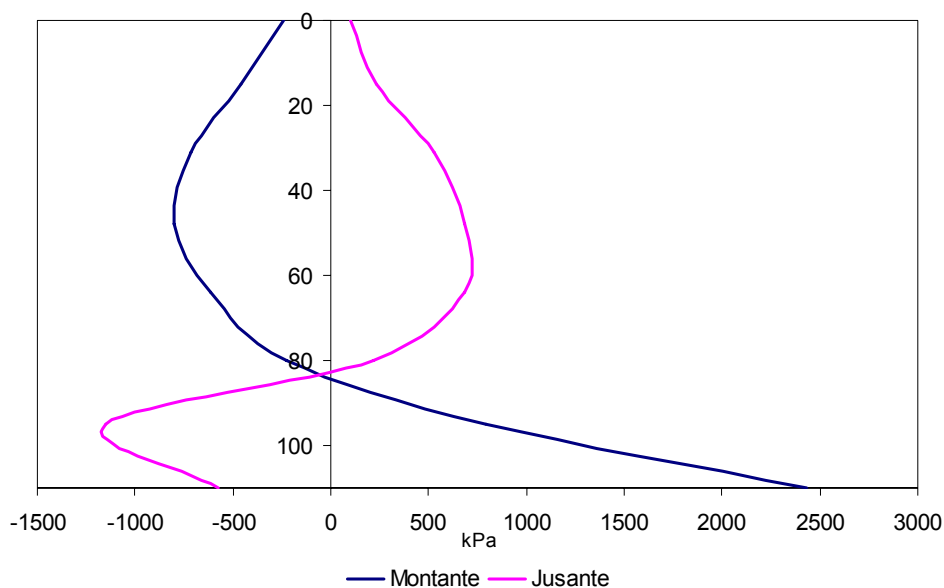


Fig.3.16 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido à pressão hidrostática

A jusante, o estado de tensão instalado contrapõe o estado de tensão da face de montante. A zona de contacto barragem/maciço de fundação está comprimida, atingindo valores mais elevados a zona inferior dos encontros. A zona central da barragem está traccionada, com valores que não excedem os 1 MPa .

Na figura 3.17. estão representadas as tensões horizontais na consola de fecho. A sua análise permite verificar que tanto a montante como a jusante se instala um estado geral de compressão, sendo a face de montante a mais comprimida.

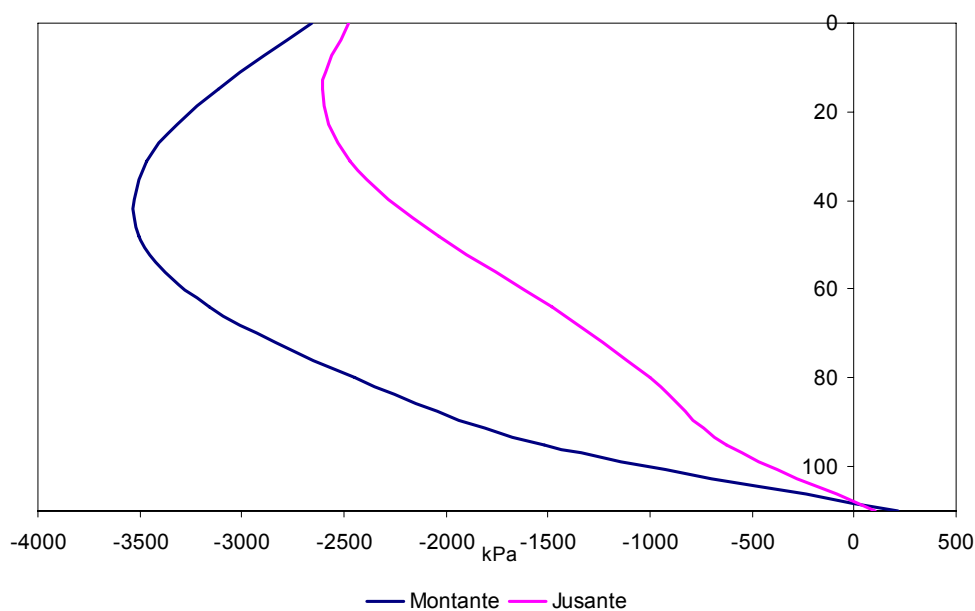


Fig.3.17 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido à pressão hidrostática

No que respeita às deformações radiais, devida à pressão hidrostática a barragem tende a deformar-se para jusante, sendo que o valor máximo surge na secção de fecho na zona do coroamento, com uma deformação radial que não excede os 21 mm (Fig.3.18.).

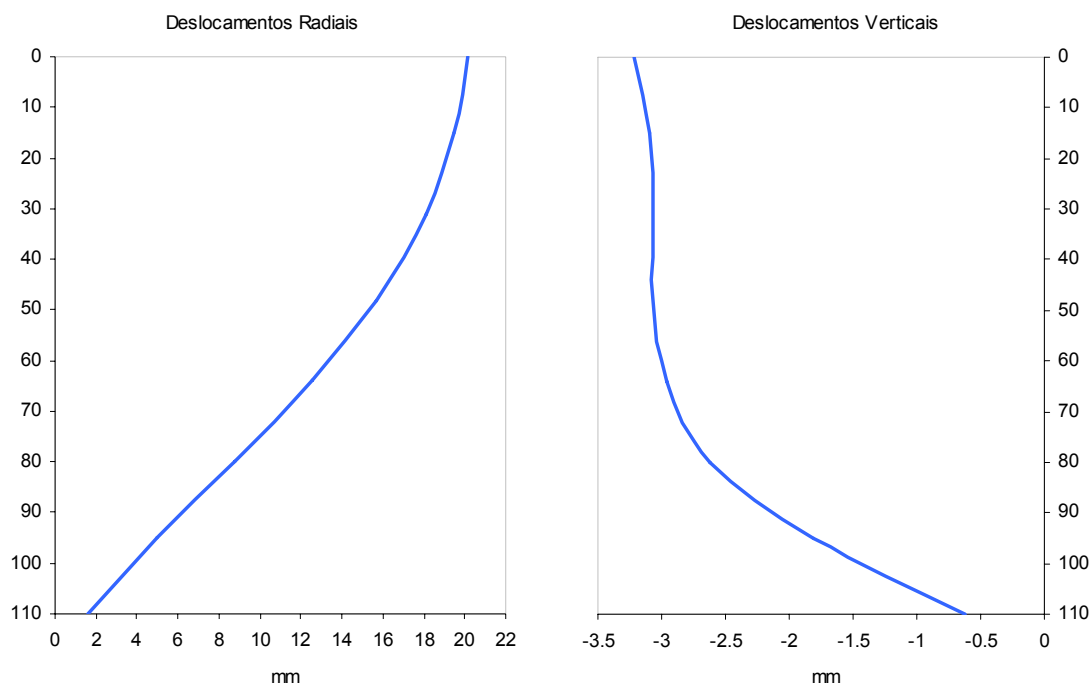


Fig.3.18 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, devido à pressão hidrostática

As deformações verticais apresentam-se negativas, evidenciando a tendência da barragem se deslocar para cima. Na figura 3.19. está representada a barragem e a respectiva deformada.

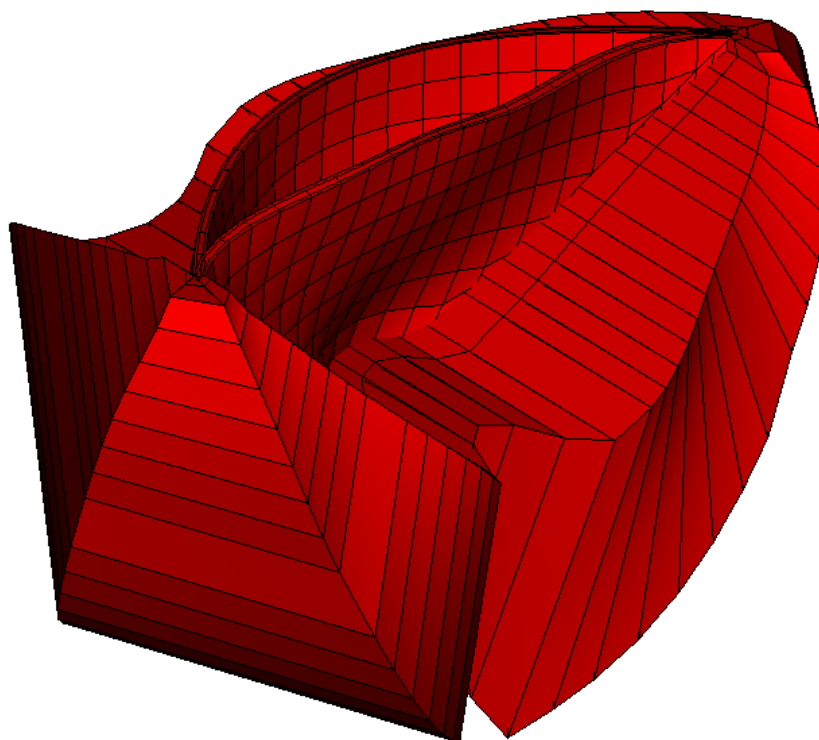


Fig.3.19 – Deformada devido à pressão hidrostática

### 3.9.3. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

#### 3.9.3.1. Variação da Temperatura em Janeiro

Para o mês de Janeiro, que corresponde ao mês com temperaturas mais baixas, e considerando a água na albufeira à cota 338 m, o estado de tensão que se instala na barragem é o representado na figura 3.20..

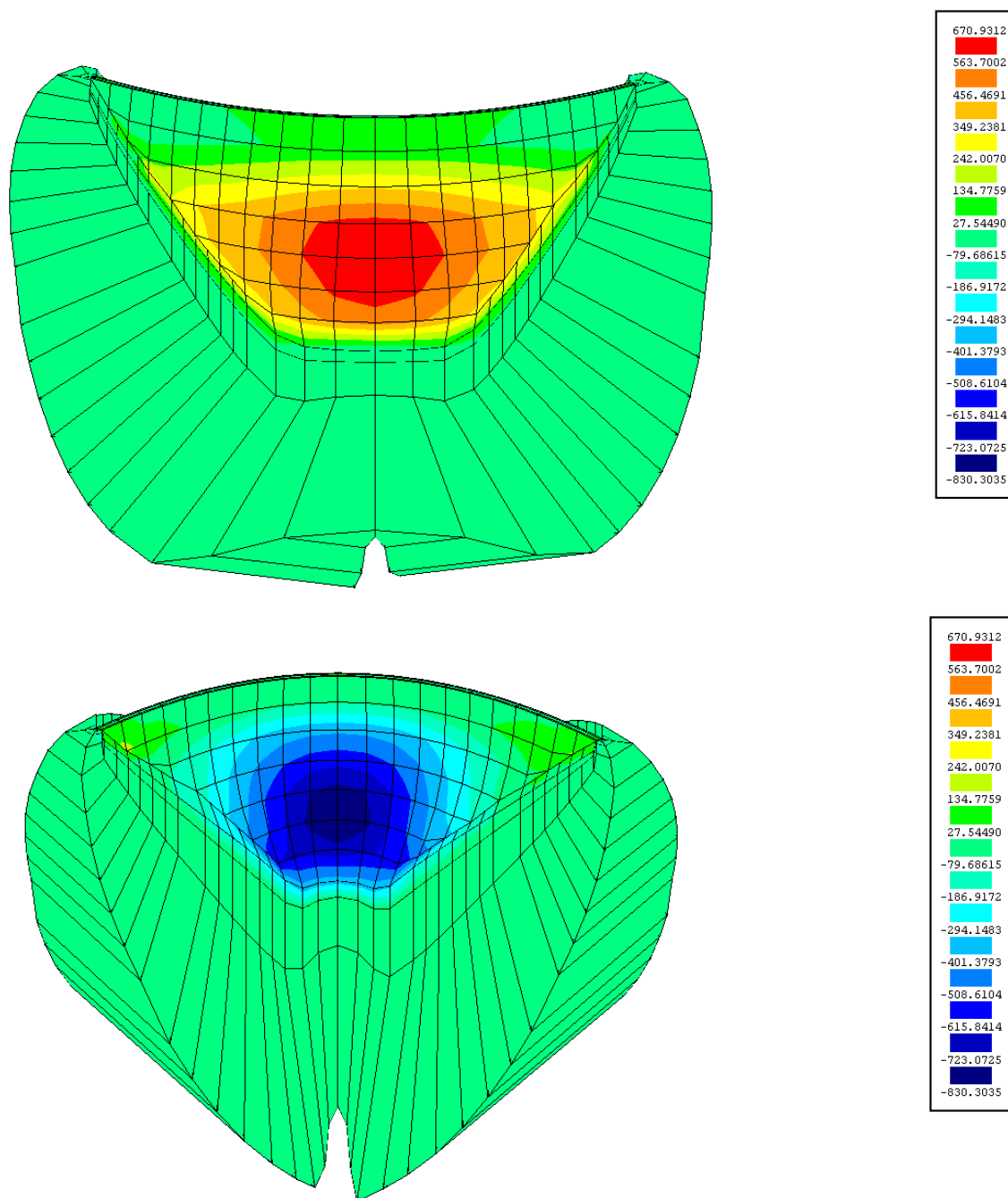


Fig.3.20 – Tensões Verticais, devido à variação de temperatura, a montante e jusante, respectivamente

Dado o arrefecimento que se verifica nesta altura do ano, a face de montante apresenta-se traccionada com principal incidência para a zona central do corpo da barragem, com valores da ordem dos 0.7 MPa. A face de jusante apresenta-se comprimida, com compressões máximas de cerca de 0.8 MPa, na zona central da barragem. Este estado de compressão degrada-se, estando algumas zonas, principalmente junto das nascenças, sujeitas a ligeiras tracções.

Na figura 3.21. está representado o estado de tensão que se instala na consola de fecho.

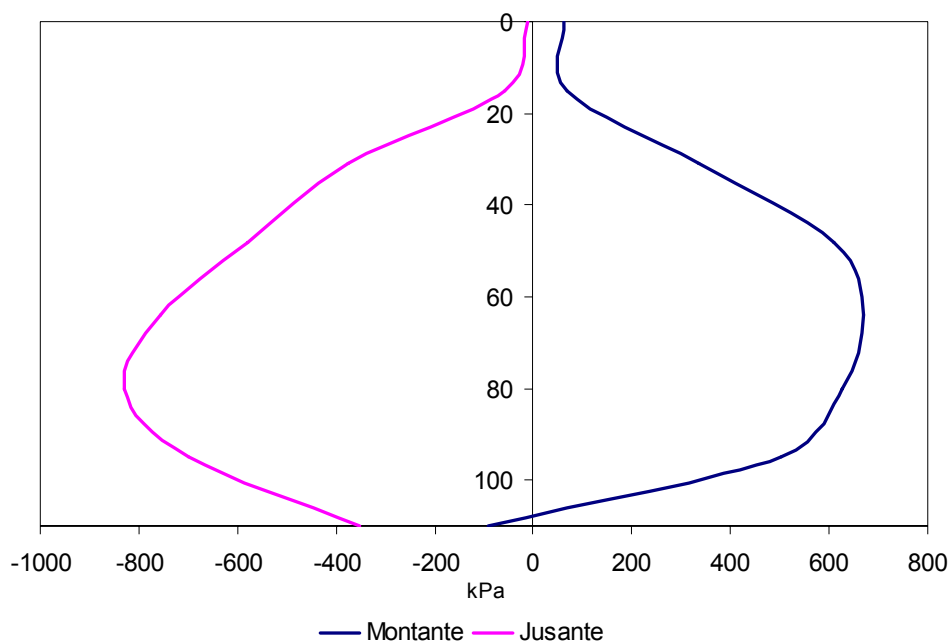


Fig.3.21 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Janeiro

Na figura 3.22. estão representadas as tensões horizontais na consola de fecho, verificando-se que as tensões horizontais a montante são sempre de tracção, e que a jusante, nos 20 m iniciais, a consola está traccionada, passando depois a estar comprimida.

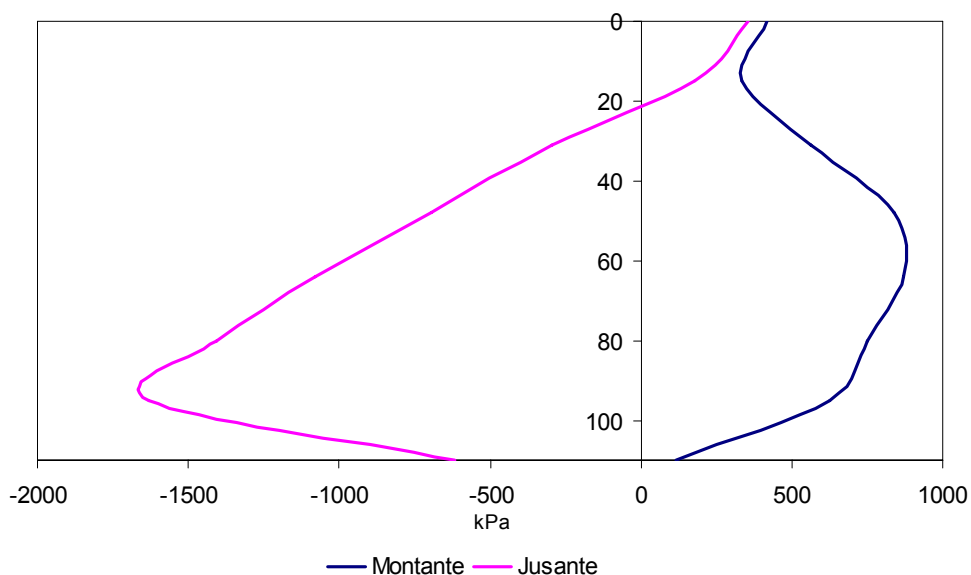


Fig.3.22 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Janeiro

O estado de deformação na consola de fecho induzido por um arrefecimento, caracteriza-se por deslocamentos radiais que se manifestam para montante, não ultrapassando os 4 mm. Quanto aos

deslocamentos verticais, estes evidenciam a tendência geral de levantamento da barragem, exceptuando a base da consola de fecho que tende a movimentar-se no sentido contrário (Fig.3.23.).

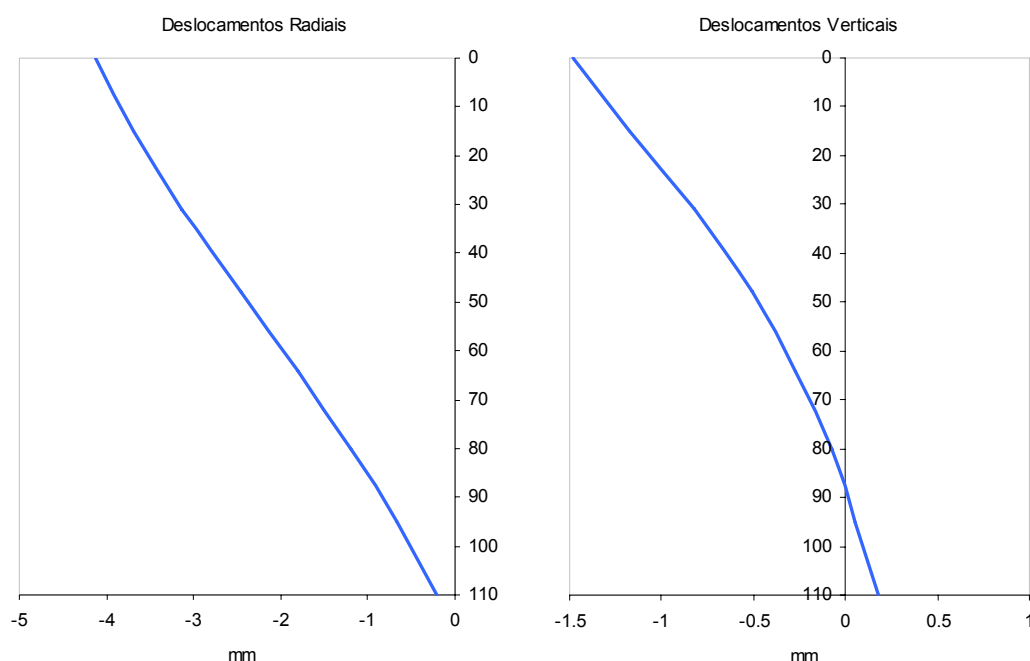
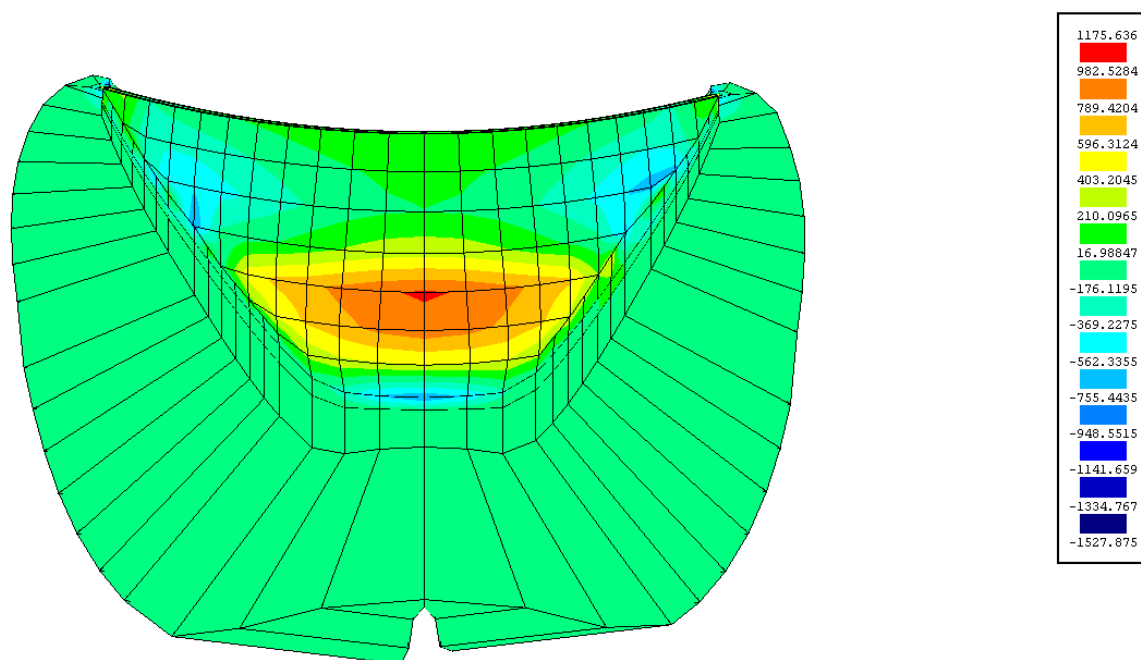


Fig.3.23 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, por acção da temperatura em Janeiro

### 3.9.3.2. Variação da Temperatura em Julho

O estado de tensão para o mês mais quente do ano é o representado na figura 3.24., considerando a cota da albufeira correspondente ao ano seco, ou seja, à cota 315,2.



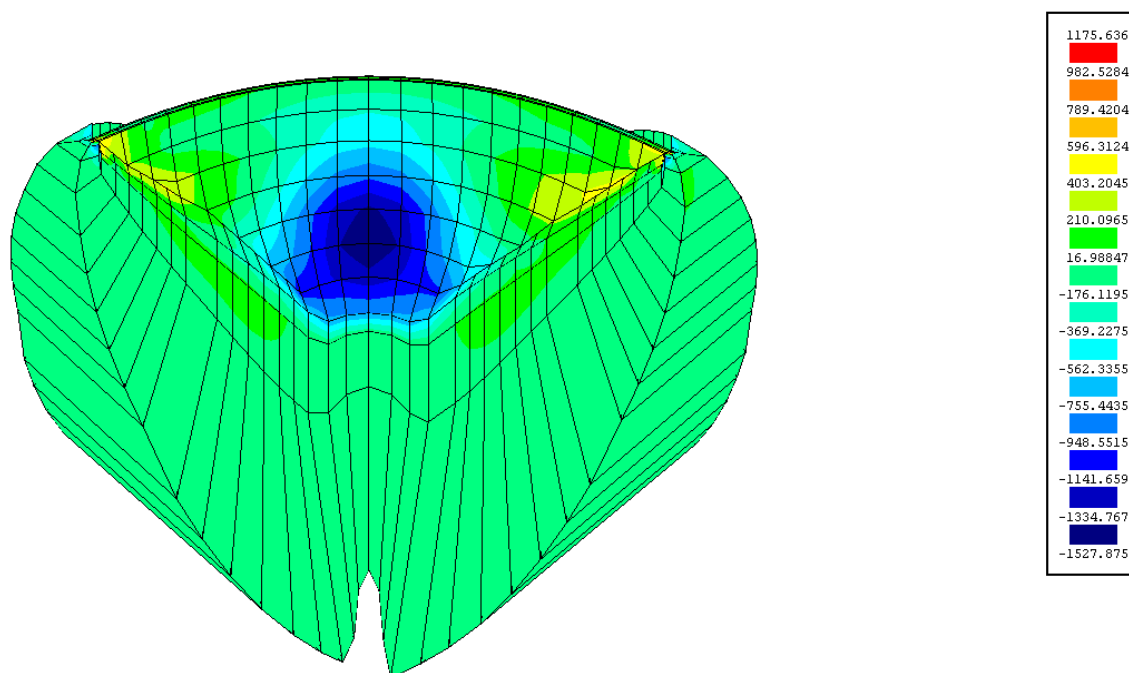


Fig.3.24 – Tensões Verticais, devido à variação de temperatura, a montante e jusante, respectivamente

Para a subida de temperatura que se constata neste mês, verifica-se que, de uma forma geral, a face de montante se apresenta traccionada, com valores máximos a rondarem os 1MPa principalmente na zona central do corpo da barragem. Algumas compressões surgem no contacto barragem/maciço de fundação, na zona das consolas centrais, e perto de ambas as margens, nos segundo e terceiro arcos.

A face de jusante apresenta-se comprimida nas consolas centrais, com compressões de cerca de 1.5 MPa, nos arcos 5 e 6, estando as nascenças dos arcos superiores, em ambas as margens sujeitas a tracções pouco elevadas.

Na figura 3.25. representa-se o estado de tensão da consola de fecho.

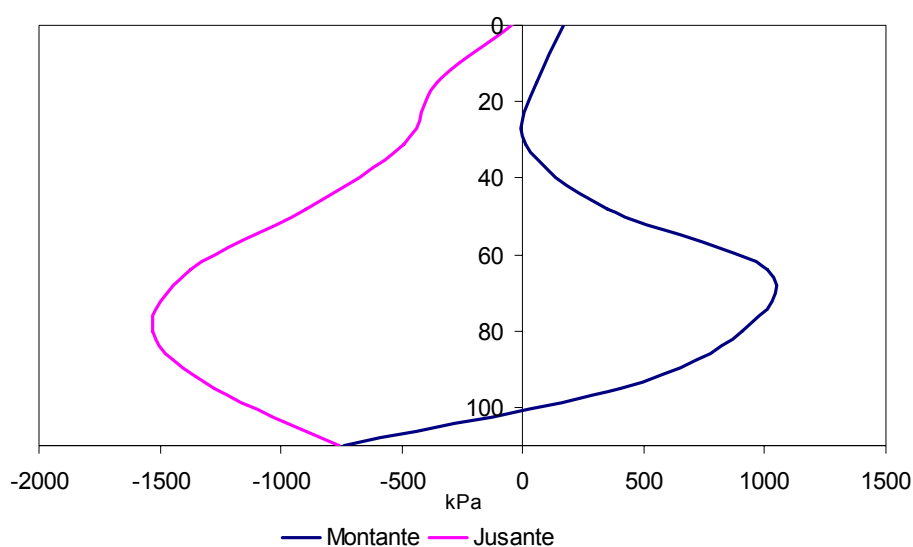


Fig.3.25 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Julho



Analisando o estado de tensão na consola de fecho, verifica-se que o estado de tensão se agrava, quando comparado com o mês de Janeiro, visto que tanto as compressões como as tracções aumentam em Julho.

Na figura 3.26, representam-se as tensões horizontais na consola de fecho. Analisando o estado de tensão, tal como as tensões verticais, verifica-se um agravamento das tensões relativamente ao mês de Janeiro, aumentando as compressões que se instalam a jusante, e as tracções que se instalam a montante.

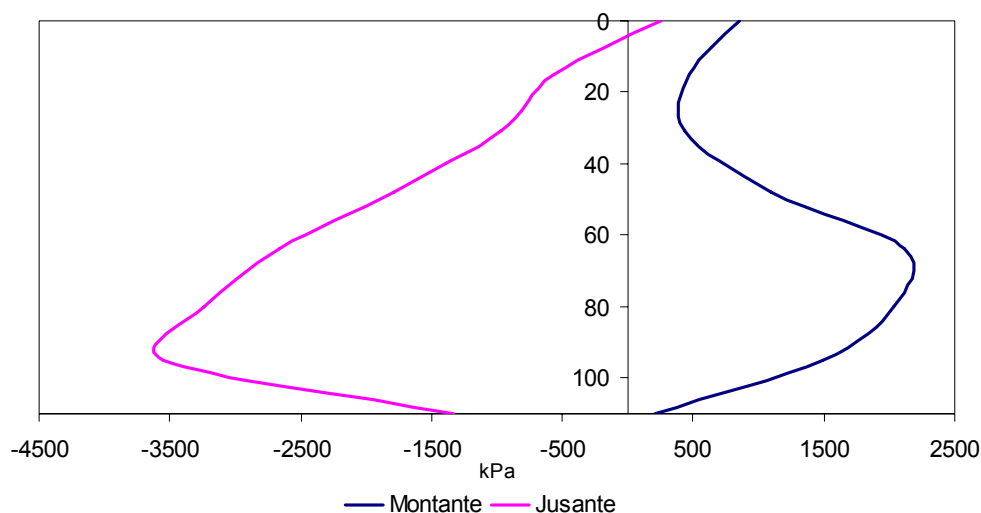


Fig.3.26 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido à acção da temperatura em Julho

Quanto ao estado de deformação na consola de fecho, este apresenta o mesmo sentido que no mês de Janeiro, verificando-se deslocamentos mais significativos no mês de Julho, sendo o deslocamento radial máximo de cerca de 20 mm (Fig.3.27).

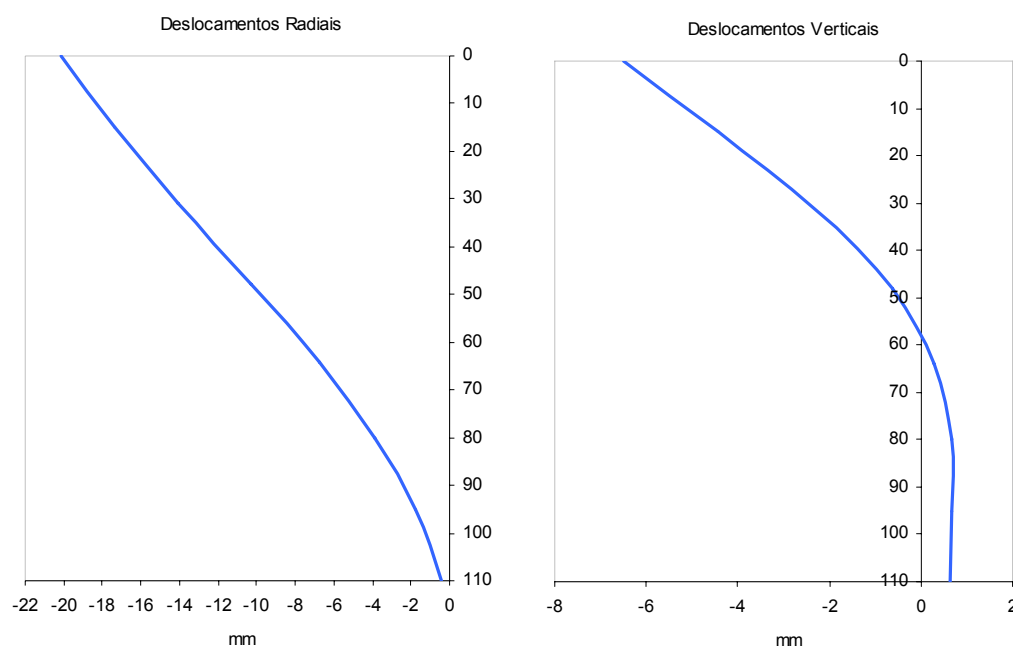
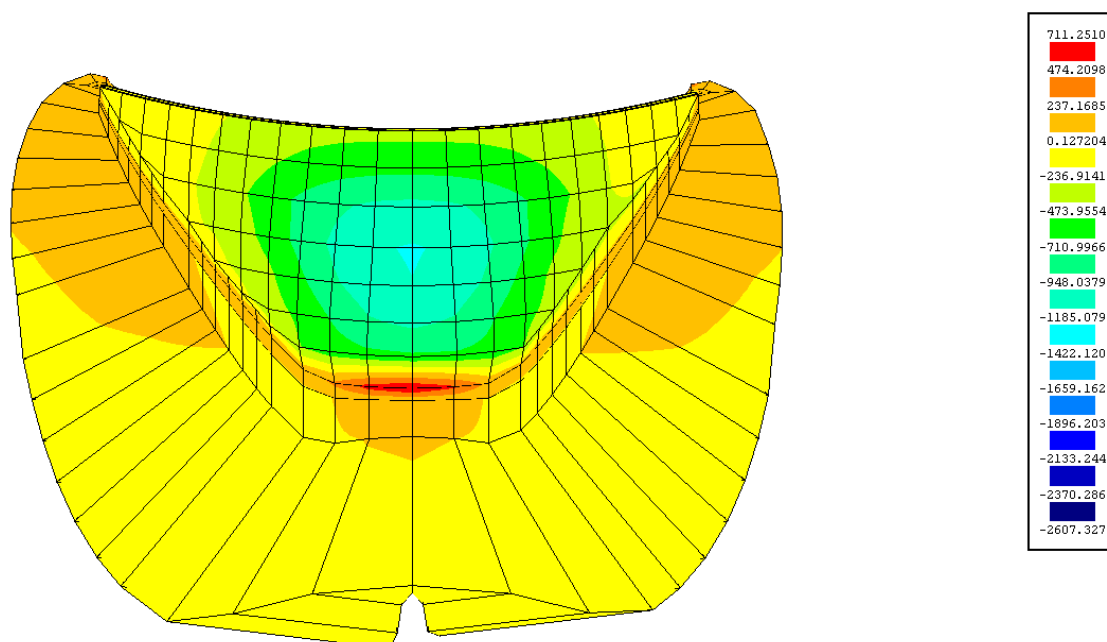


Fig.3.27 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, por acção da temperatura em Julho

### 3.10. RESULTADOS OBTIDOS DAS COMBINAÇÕES

#### 3.10.1. PESO PRÓPRIO E PRESSÃO HIDROSTÁTICA

Admitindo o funcionamento monolítico da estrutura, e considerando o nível da albufeira à cota 338 m, o estado de tensão que se instala na barragem é o representado na figura 3.28..



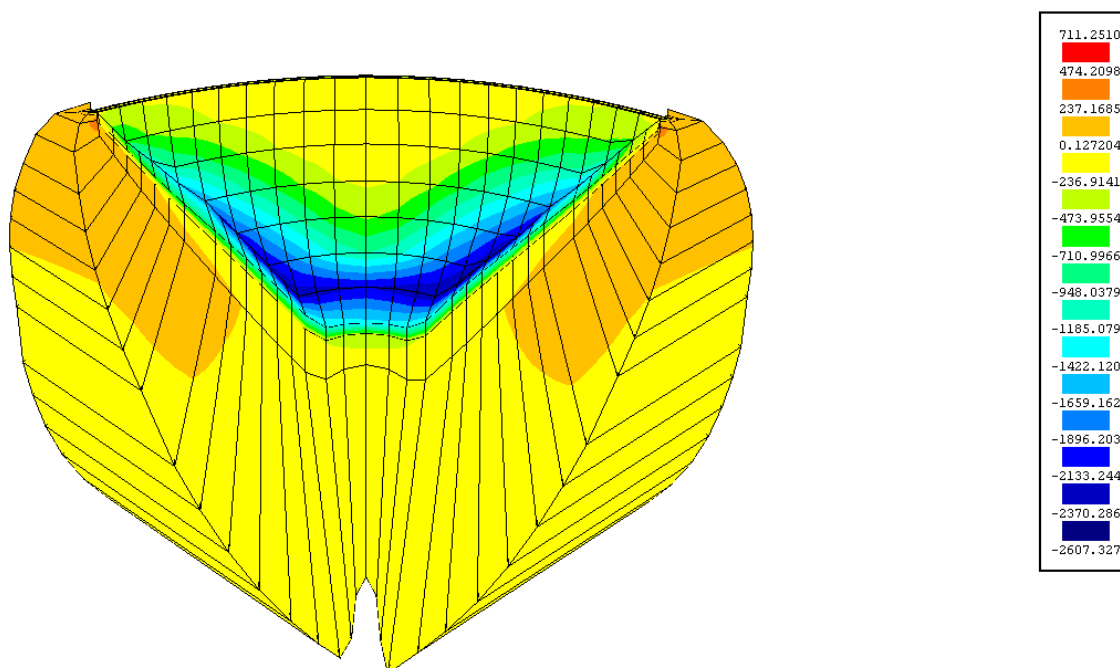


Fig.3.28 – Tensões Verticais, devido ao peso próprio e pressão hidrostática, a montante e jusante, respectivamente

Analisando o estado de tensão, verifica-se que a montante a zona de contacto barragem/maciço de fundação se apresenta ligeiramente traccionada em toda a sua extensão, estando a base das consolas centrais mais traccionadas com valores da ordem dos 0.7 MPa. O corpo da barragem está comprimido, sendo a parte central, a zona mais comprimida com valores da ordem dos 1 MPa.

Já a jusante, o comportamento da barragem é diferente, apresentando-se comprimido na zona de contacto barragem/maciço de fundação, especialmente na zona das nascentes, sendo que na zona das consolas centrais as compressões são um pouco inferiores. O estado de compressão vai-se degradando em direcção ao coroamento, estando este, na zona das nascentes mais comprimido que na zona central, que tende para a tracção.

O estado de tensão que se instala na consola de fecho é o representado na figura 3.29..

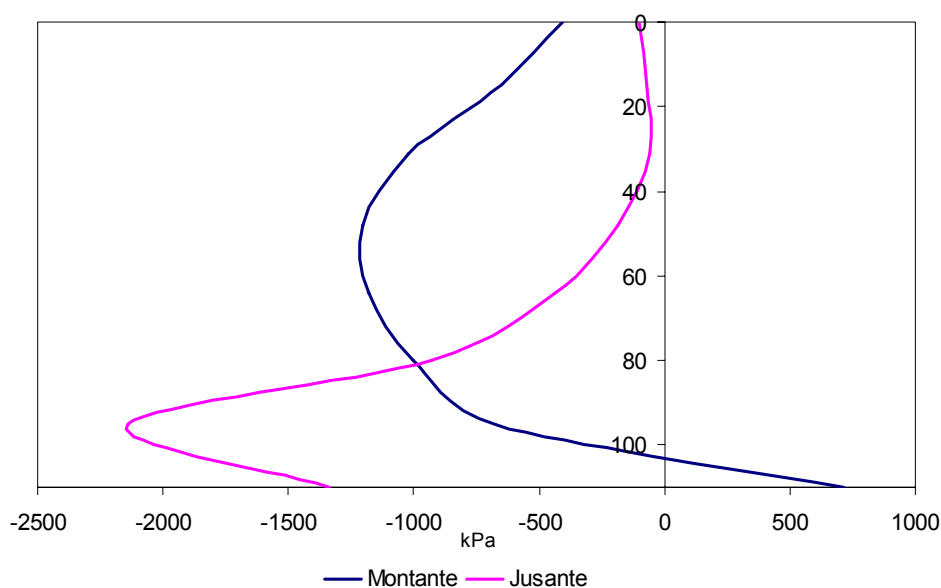


Fig.3.29 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, devido ao peso próprio e à pressão hidrostática

Analisando o estado de tensão na consola de fecho verifica-se que, tanto a montante como a jusante, a barragem está geralmente comprimida, com excepção da base de montante que está traccionada.

A figura 3.30. indica as tensões horizontais na consola de fecho.

Em ambas as faces, as tensões horizontais são de compressão, sendo a face de montante a mais comprimida, atingindo valores máximos da ordem dos 3.4 MPa.

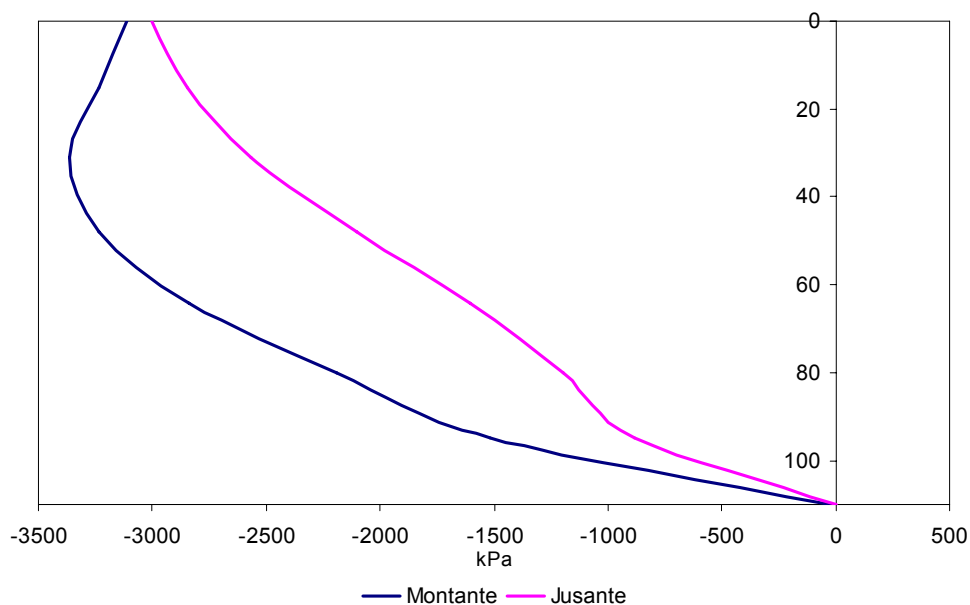


Fig.3.30 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, devido ao peso próprio e à pressão hidrostática

Quanto ao estado de deformação da consola de fecho (Fig.3.31), evidencia-se a tendência da barragem se deslocar para jusante, com um deslocamento radial máximo na zona do coroamento de cerca de 17 mm.

Relativamente aos deslocamentos verticais estes revelam a tendência da consola se deslocar no sentido da base da mesma, com valores que oscilam por volta dos 1 mm.

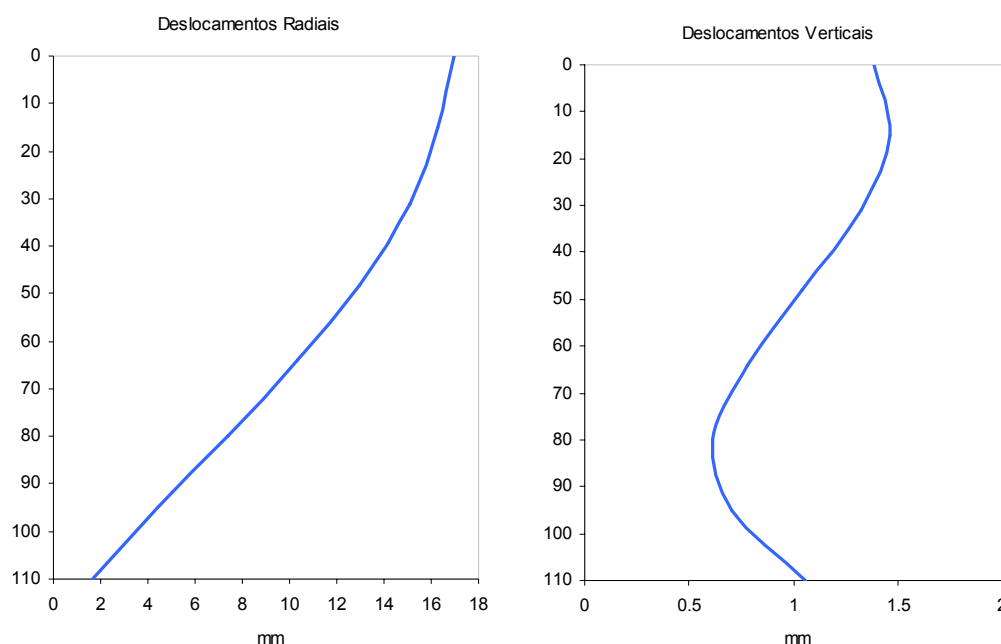


Fig.3.31 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, por acção do peso próprio e pressão hidrostática

### 3.10.2. EXPLORAÇÃO INVERNO

Para a época normal de Solicitação de Inverno, o estado de tensão instalado na barragem é o representado na figura 3.32..

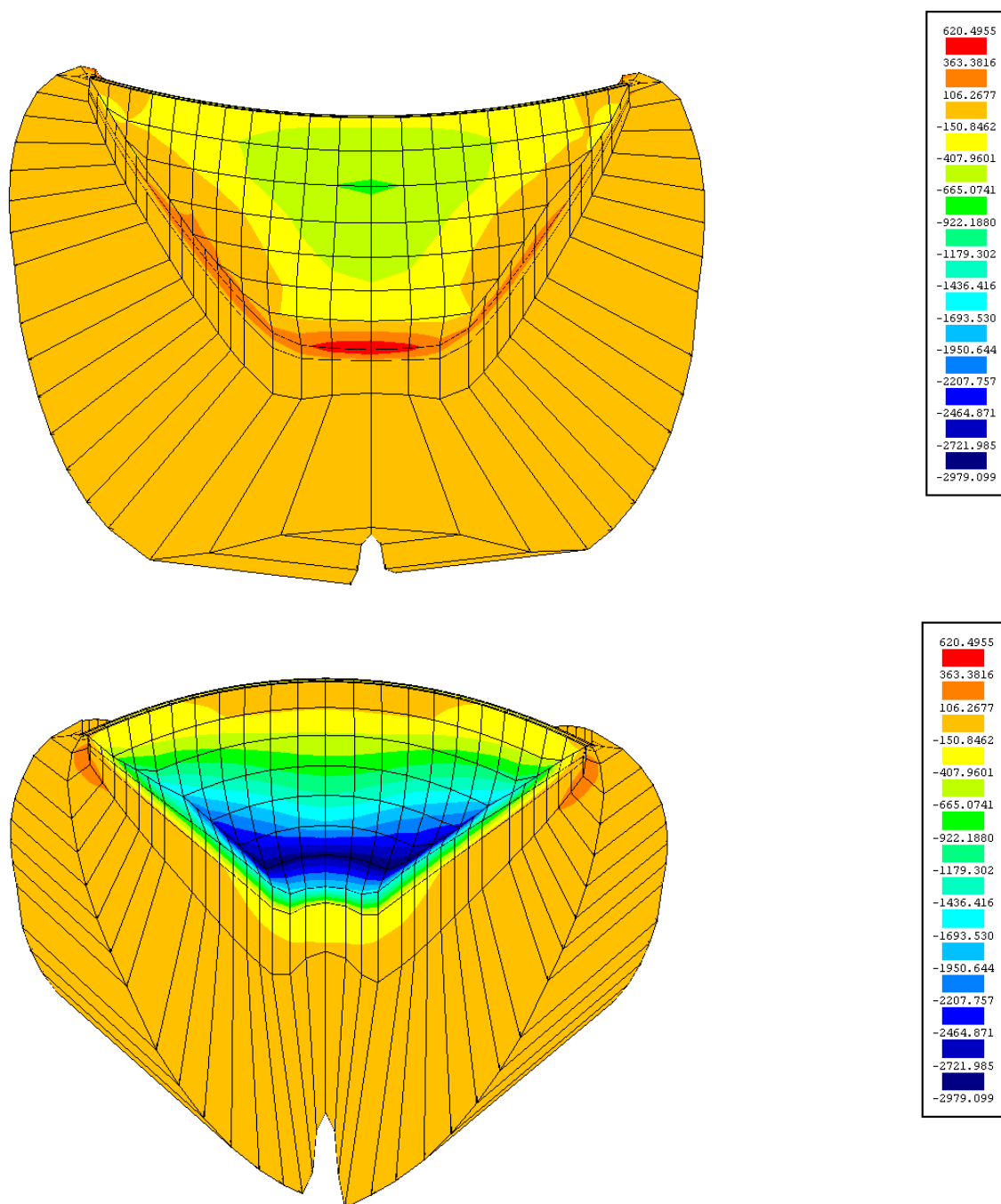


Fig.3.32 – Tensões Verticais para solicitação de Exploração de Inverno, a montante e jusante, respectivamente

A sua análise leva a concluir que o paramento de montante está nomeadamente comprimido, com valores máximos na zona da consola central, nos arcos a baixas profundidades, da ordem dos 0.5 MPa. Este estado de compressão degrada-se em direcção ao contacto barragem/maciço de fundação, estando as nascentes traccionadas com valores da ordem dos 0.1 Mpa, e a base das consolas centrais sujeitas a tracções um pouco superiores, da ordem dos 0.6 MPa

O paramento de jusante apresenta-se bastante comprimido principalmente na parte inferior da barragem, com compressões máximas por volta dos 95 m de profundidade de cerca de 2.8 MPa. As

compressões vão depois diminuindo, de forma gradual, para o coroamento, onde se instalam compressões muito ligeiras, e em algumas zonas tracções que não excedem os 0.1 MPa.

O estado de tensão instalado na consola de fecho é o representado na figura 3.33..

Analisando o estado de tensão na consola de fecho verifica-se que o paramento de jusante está todo comprimido com uma compressão máxima de 2.8 MPa, aos 95 m de profundidade. O paramento de montante até aos 100 m, apresenta-se comprimido, e a partir deste ponto passa a estar sujeito a tracções, sendo o seu valor máximo na base da consola.

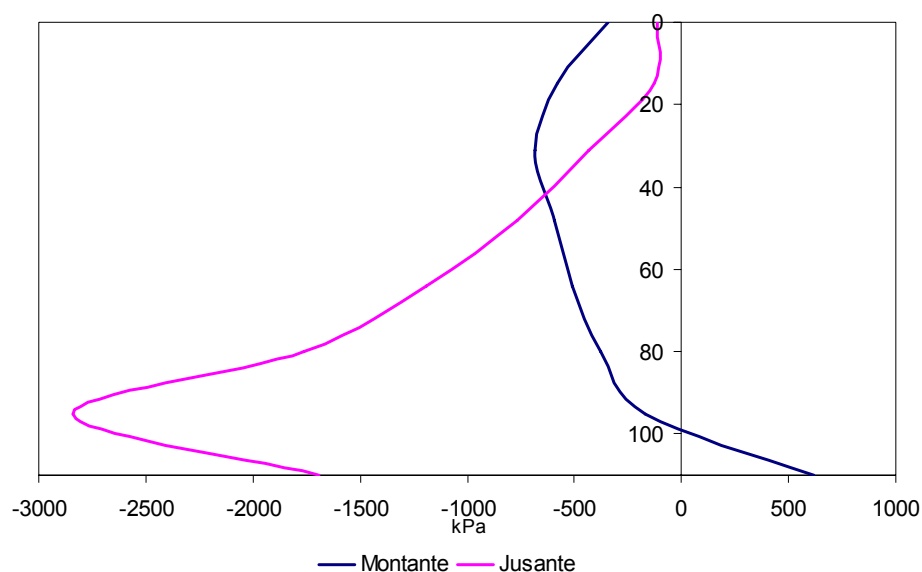


Fig.3.33 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Inverno

Na figura 3.34. estão representadas as tensões horizontais ao longo da consola de fecho.

Verifica-se que tanto a montante como a jusante as tensões horizontais são de compressão, sendo que nos primeiros 30 m as compressões são maiores a montante que a jusante, invertendo-se esta tendência em profundidade. Em ambas as faces, as compressões máximas tomam valores próximos dos 3 MPa.

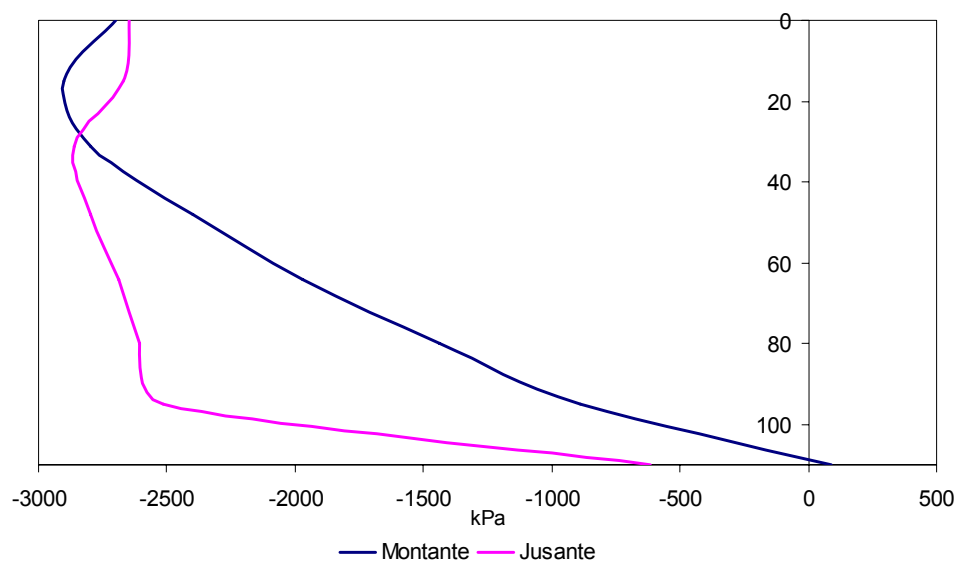


Fig.3.34 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Inverno

Quanto ao estado de deformação da consola de fecho, indicado na figura 3.35., relativamente aos deslocamentos radiais, verifica-se que o deslocamento máximo, da ordem dos 12 mm, se dá à cota do coroamento no sentido de jusante.

Relativamente aos deslocamentos verticais constata-se a tendência da barragem se deslocar no sentido da base da mesma, com deslocamento máximo de cerca de 1.25 mm.

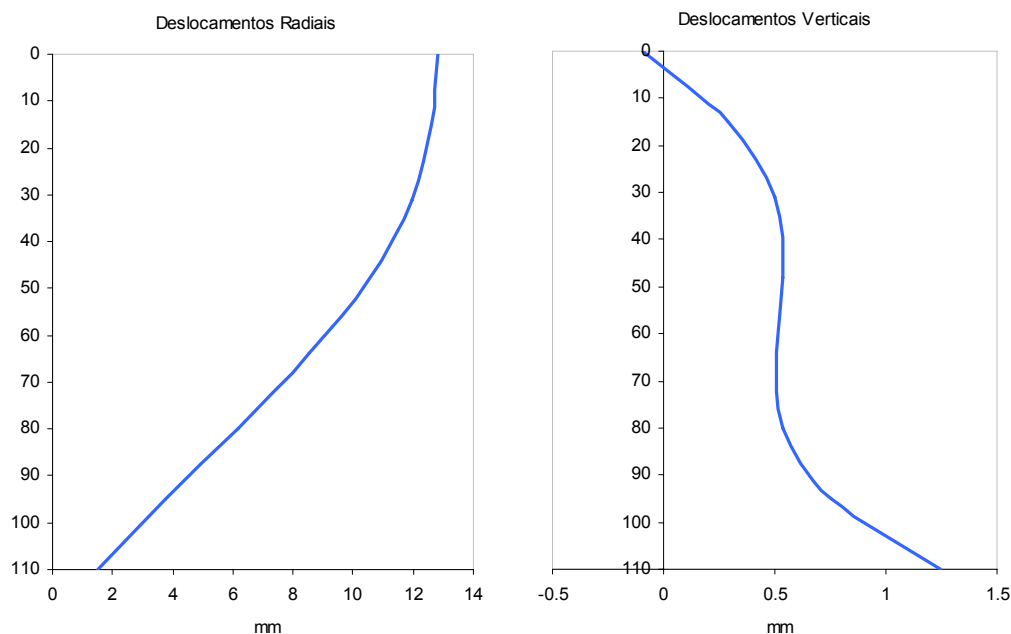


Fig.3.35 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para solicitação de Exploração de Inverno



## 3.10.3. EXPLORAÇÃO VERÃO

Para a época normal de Solicitação de Verão, o estado de tensão instalado na barragem é o representado na figura 3.36..

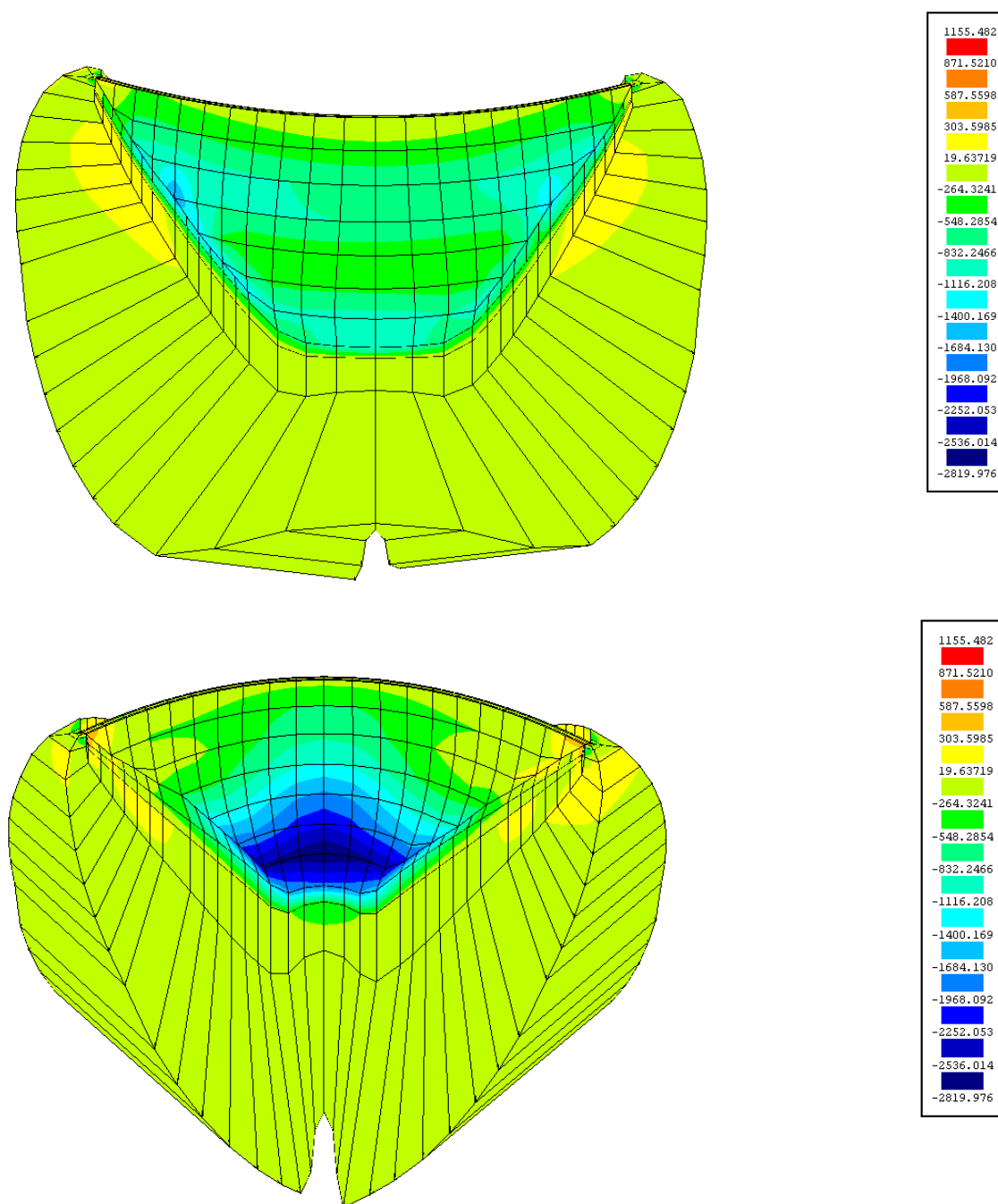


Fig.3.36 – Tensões Verticais para solicitação de Exploração de Verão, a montante e jusante, respectivamente

Verifica-se que a face de montante se encontra de uma forma geral comprimida, com uma variação de tensões quase homogénea.

A face de jusante apresenta-se também de uma forma geral comprimida, apresentando compressões máximas na zona da consola de fecho aos 80 m de profundidade. O estado de compressão degrada-se em direcção ao coroamento, existindo zonas perto das nascentes em ambas as margens sujeitas a algumas tracções.

Analisando o estado de tensão na consola de fecho (Fig.3.37.), verifica-se que o paramento de jusante está completamente comprimido com tensões crescentes em profundidade, atingindo aos 95 m o valor máximo, diminuindo rapidamente em direcção à base da consola.

O paramento de montante apresenta uma distribuição mais irregular. Estando o coroamento sujeito a uma pequena compressão, rapidamente crescem as compressões, que vai aumentando em profundidade, sofrendo uma diminuição brusca entre os 40 e 60 m de profundidade, voltando a aumentar a compressão até à base da consola, atingindo o valor máximo de 1 MPa.

A diminuição brusca da tensão deve-se à diminuição mais acentuada da temperatura que se verifica na face de montante, pelo facto do nível de água na albufera estar a cerca de 24 m de profundidade.

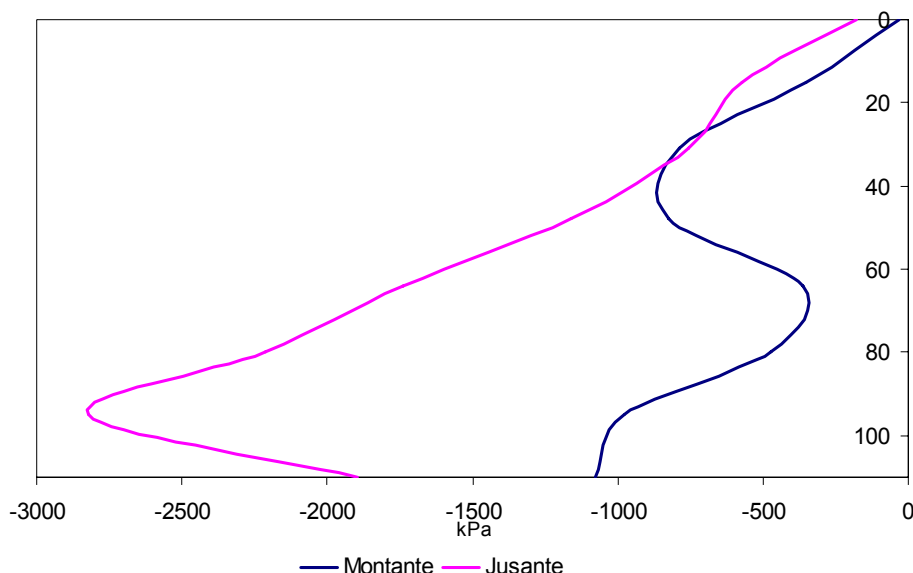


Fig.3.37 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão

Na figura 3.38. representam-se as tensões horizontais na consola de fecho.

As tensões horizontais a jusante são, ao longo da consola, de compressão. O seu valor aumenta em profundidade, atingindo o valor máximo, de cerca de 4.2 MPa, aos 95 m, diminuindo depois em direcção à base da consola.

A montante, até cerca de 60 m de profundidade, as tensões são de compressão, e daqui até à base da consola as tensões são de tracção.

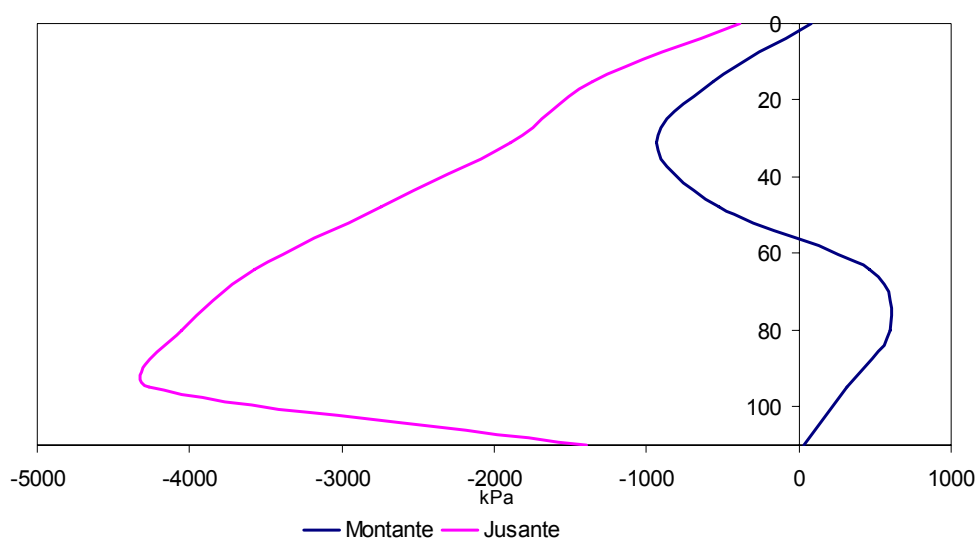


Fig.3.38 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão

Quanto ao estado de deformação da consola de fecho (Fig.3.39.), constata-se a tendência da consola se deslocar para montante, com um deslocamento radial máximo de 17 mm, no coroamento.

Relativamente aos deslocamentos verticais, denota-se a tendência da parte superior da consola se deslocar para cima, com deslocamento vertical máximo da ordem dos 4 mm. A partir dos 30 m de profundidade esta situação inverte-se tendendo a consola a deslocar-se para baixo, com deslocamentos não superiores a 3 mm.

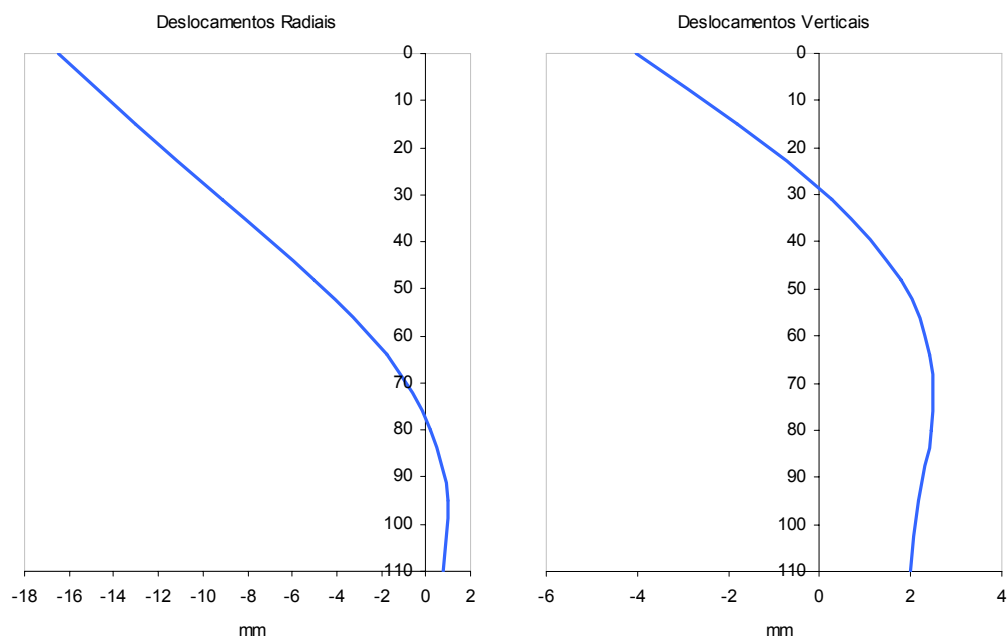


Fig.3.39 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para solicitação de Exploração de Verão

### 3.11. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Comparando e analisando os resultados obtidos (Fig.3.40.), verifica-se que a acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática tende a comprimir o corpo da barragem, surgindo tensões de tracção na base da consola de fecho, por acção da pressão hidrostática.

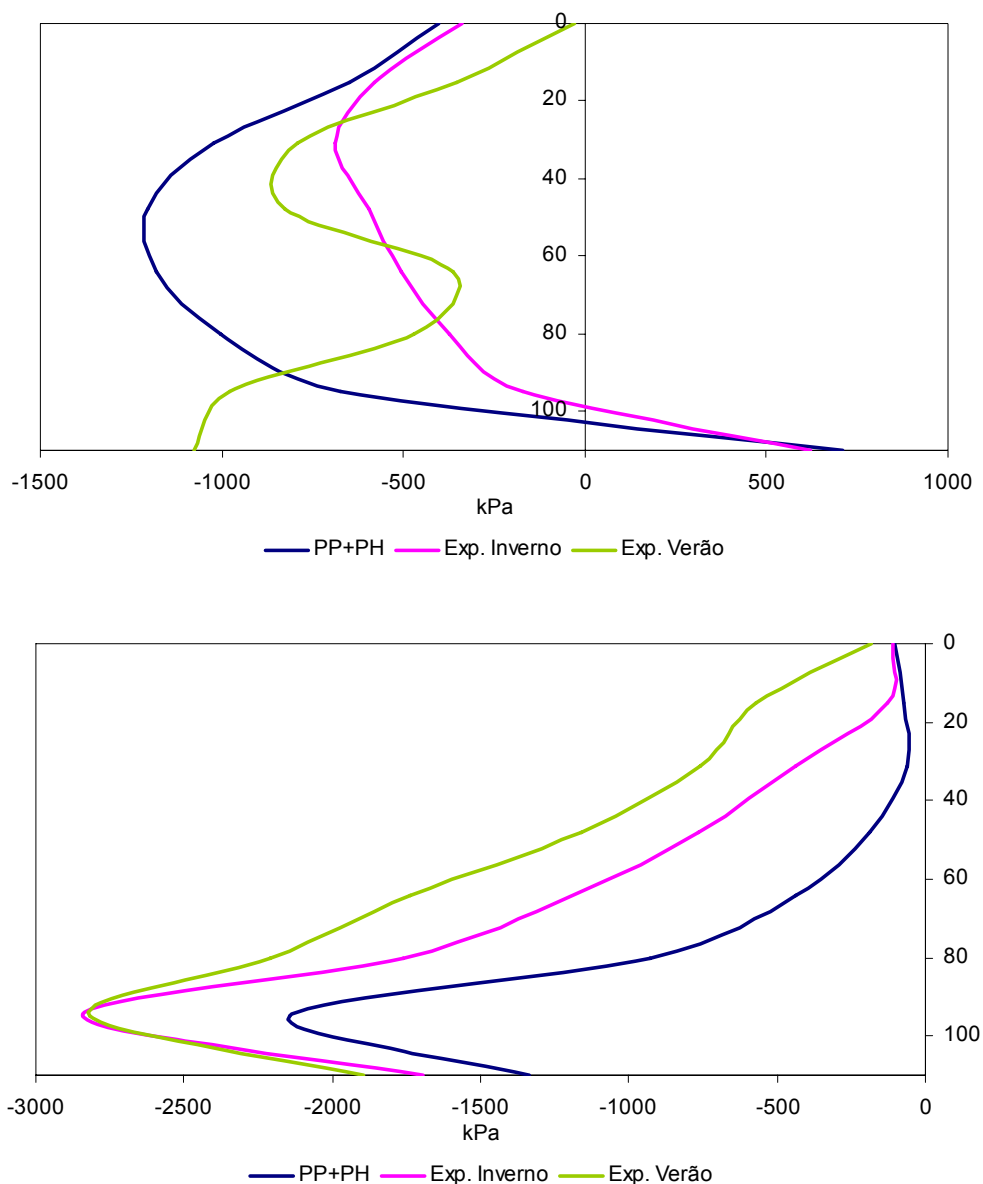


Fig.3.40 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente

Quando sujeita a um arrefecimento, as tensões de compressão na face de montante diminuem, aumentando a tensão máxima de compressão na face de jusante, que dos cerca de 2 MPa, passa para os 2.8 MPa.

Para uma situação de aquecimento, e uma diminuição do efeito da pressão hidrostática, instalam-se compressões em ambas as faces da barragem, aparecendo tensões de compressão da ordem dos 1 MPa,

na face de montante na base da consola de fecho, em contraste com as tensões de tracção que se instalam aquando de um arrefecimento.

Para qualquer um dos casos analisados, relativamente às tensões verticais, não se instalam compressões superiores a 3 MPa, nem tracções, superiores a 0.7 MPa.

No que respeita às tensões nos arcos a diferentes cotas (Fig.3.41.), verifica-se que para qualquer uma das combinações estudadas, a face de jusante se apresenta comprimida.

A face de montante, para a acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática apresenta-se também comprimida, compressões essas, que diminuem em profundidade. O mesmo comportamento se verifica aquando de uma diminuição da temperatura, sendo as compressões inferiores às verificadas para a combinação anterior.

Face a um aquecimento, as tensões horizontais têm um comportamento mais irregular, existindo compressões nos arcos superiores, e tracções no arcos inferiores.

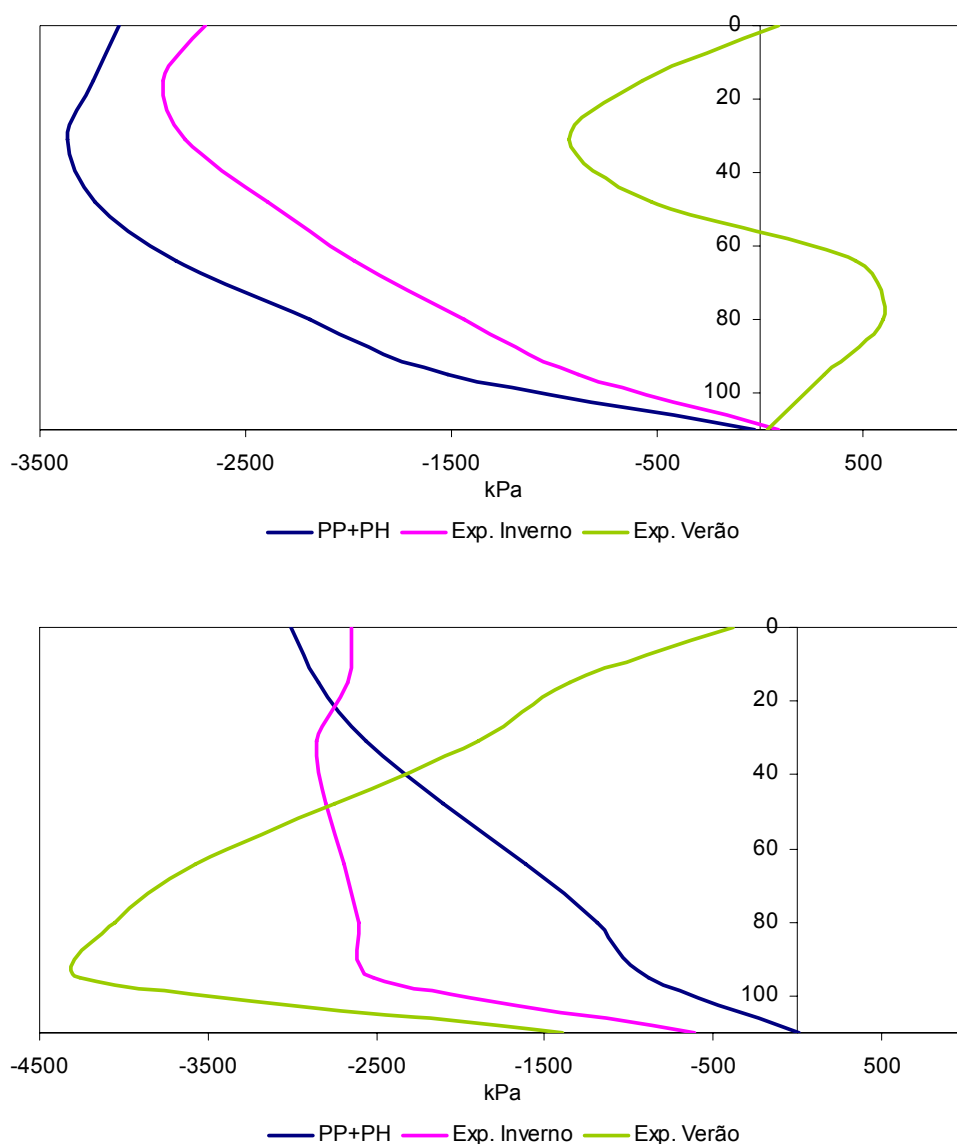


Fig.3.41 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente

Quanto ao estado de deformação da barragem, verifica-se que a acção da pressão hidrostática tende a deslocar a barragem para jusante, enquanto que a variação da temperatura tende a provocar o deslocamento radial no sentido contrário. Os deslocamentos devidos a um arrefecimento são muito pequenos quando comparados com a ordem de grandeza dos deslocamento radiais devido à pressão hidrostática, e mesmo em relação aos deslocamentos provocados por um aquecimento (Fig.3.42.).

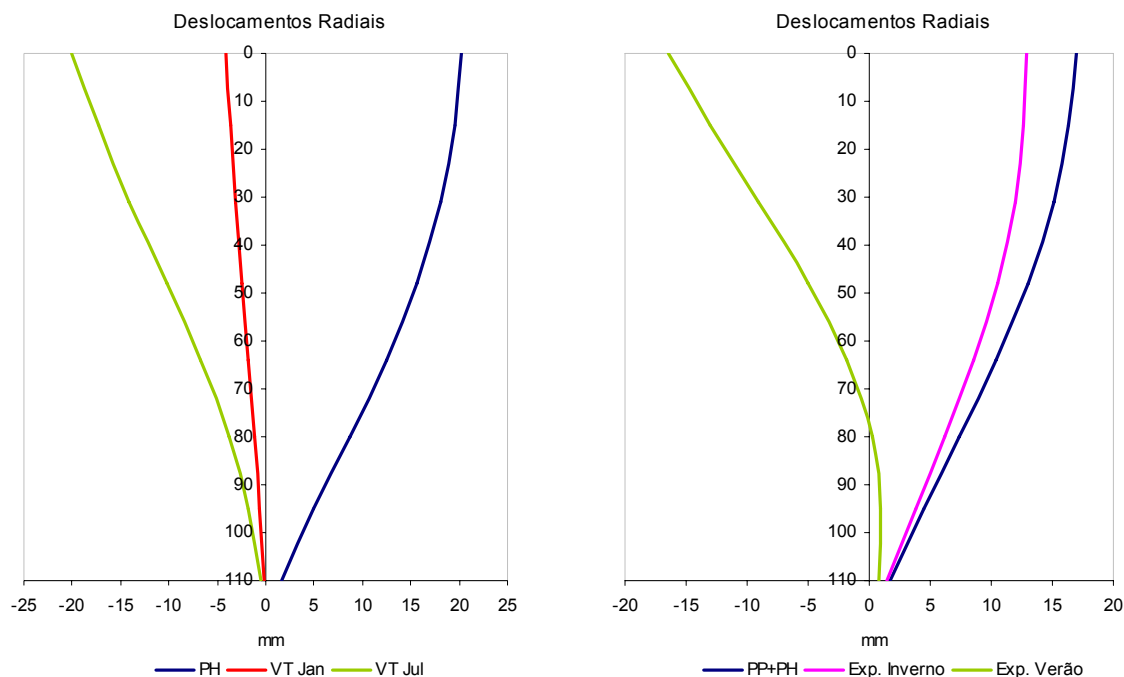


Fig.3.42 – Deslocamentos radiais da consola de fecho, para as várias acções e para as diferentes combinações

A acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática provoca assim, o deslocamento da barragem para jusante, com deslocamentos radiais máximos de 17 mm, no coroamento.

O arrefecimento da barragem faz diminuir estes deslocamentos, passando o deslocamento do coroamento no fecho a ser de 12 mm para jusante. Já um aquecimento, correspondente à Exploração de Verão, faz com que a barragem se desloque para montante, com deslocamentos no coroamento de 16 mm.

Quanto aos deslocamentos verticais (fig.3.43.), a acção da pressão hidrostática, provoca deslocamentos negativos, ou seja, no sentido do levantamento da barragem. O mesmo comportamento se verifica, após o arrefecimento da barragem.

Aquando de um aquecimento, à excepção da zona central dos arcos junto ao coroamento, que tendem a levantar, o restante corpo da barragem, tende a deslocar-se para baixo, isto é, no sentido da base da mesma.

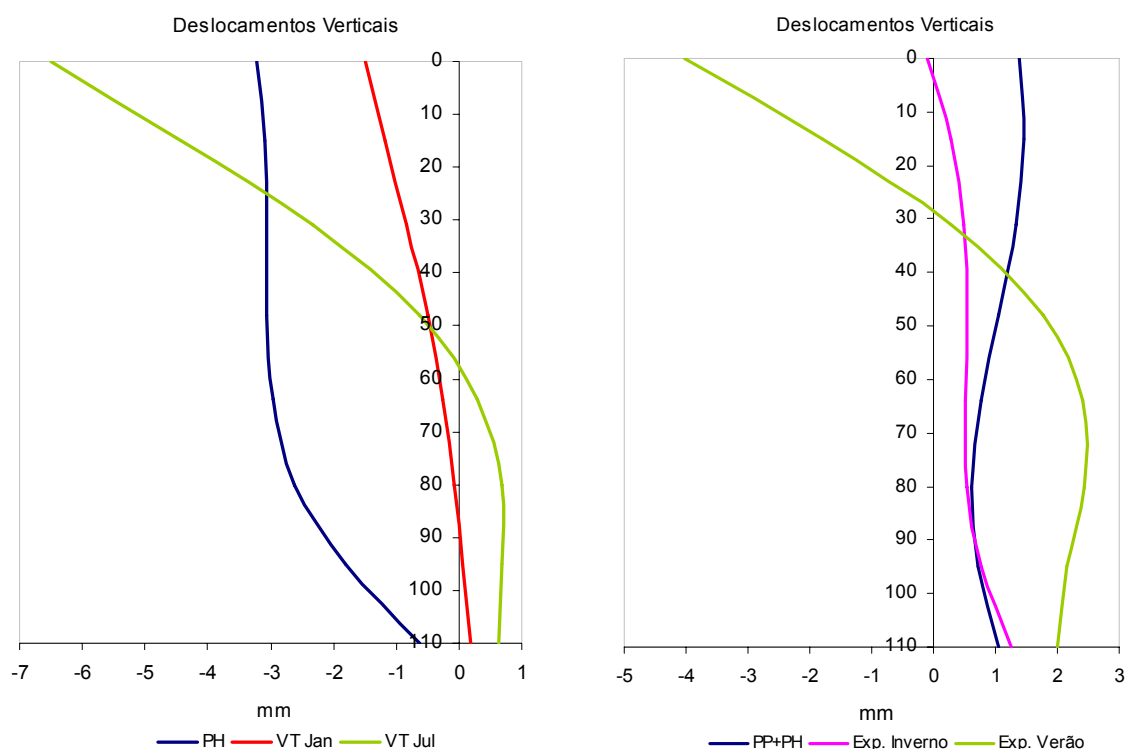


Fig.3.43 – Deslocamentos verticais da consola de fecho, para as várias acções e para as diferentes combinações

A acção do peso próprio e da pressão hidrostática deslocam a barragem no sentido da base da mesma, e face a um arrefecimento estes deslocamentos mantêm o sentido, diminuindo no entanto a sua grandeza. Um aquecimento provoca o levantamento da barragem nos arcos junto do coroamento, e o deslocamento no sentido contrário dos arcos inferiores, sendo que o deslocamento máximo se dá no coroamento.

Relativamente aos deslocamentos tangenciais, é importante referir que em qualquer situação, os deslocamentos da consola de fecho são praticamente nulos.

Apesar de não ter sido efectuado um estudo dinâmico da estrutura, dado que a barragem do Alto Lindoso é uma barragem abóbada, será de esperar que esta resista adequadamente quando solicitada por uma acção sísmica, pois, como estudos efectuados têm comprovado, este tipo de estruturas apresenta um bom comportamento sob a acção de sismos.





# 4

## Alteamento da Barragem do Alto Lindoso

### 4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O alteamento de uma barragem é um processo tanto ou mais complexo que todo o processo envolvido no projecto e construção de uma nova barragem.

Para se proceder ao alteamento de uma barragem, é necessário ter desde logo o perfeito conhecimento do modo de funcionamento da barragem existente, bem como da sua interacção com o maciço de fundação, pois a adição de uma nova estrutura à já existente, vai levar a uma distribuição de esforços no corpo da barragem inicial. Esta redistribuição provoca um novo estado de tensão no maciço de fundação, que este tem que ser capaz de absorver.

Conhecido o comportamento da barragem inicial, outras questões surgem, as quais não se podem descurar sob pena de mau funcionamento da estrutura.

Um problema que surge logo à partida é a diferença de temperatura entre o coroamento da barragem e a temperatura dos novos blocos a construir. Isto obriga ao estudo da melhor altura do ano para início da construção dos blocos, sendo também muito importante o estudo da melhor altura para a injeção das juntas, de forma a não se instalarem tensões muito elevadas na nova parte da estrutura devido à acção da temperatura, que só terá efeito na nova estrutura quando esta for uma estrutura monolítica.

A adicionar a estas condicionantes, está o nível de água na albufeira. Uma vez que é de todo o interesse manter o funcionamento da barragem, o mais próximo possível da sua potência máxima durante a construção, será mandatário baixar o nível da albufeira o menos possível, o que pode constituir um entrave para a construção, principalmente quando se trata de barragens abóbada, normalmente localizadas em vales estreitos, muitas vezes de acessibilidades reduzidas. O nível da albufeira também tem implicações directas no funcionamento estrutural, pois constitui uma das acções fundamentais a considerar no estudo e dimensionamento de uma barragem, estando também intrinsecamente relacionado com o estado térmico do betão.

Todas estas questões têm que ser bem analisadas e estudadas, de forma a se proceder ao correcto dimensionamento da nova estrutura.

O bom e correcto funcionamento da estrutura alteada, pode no entanto necessitar de um reforço, de modo a cumprir todos os requisitos de segurança.

Este reforço estrutural é muitas vezes realizado pela introdução de cabos de pré-esforço.

## 4.2. ALTEAMENTO DO ALTO LINDOSO

Como já referido, o Aproveitamento Hidroeléctrico do Alto Lindoso é um dos produtores hidroeléctricos mais importantes em Portugal, produzindo em média cerca de 970 milhões de kWh por ano.

Assim, e com vista ao aumento da capacidade da albufeira, o alteamento desta é uma solução viável, à luz do referido no capítulo 2.

Tendo em conta as características da barragem, descritas no capítulo 3, o alteamento da barragem vai ser feito aumentando em 10 m a sua altura, passando esta a ter uma altura máxima de 120 m, o que corresponde a um aumento da altura de cerca de 9%.

A nova barragem ficará com o coroamento à cota 349 m, e o seu desenvolvimento manter-se-á igual ao da barragem inicial, que é de 297 m.

O aumento da altura, permite então aumentar a capacidade de armazenamento da barragem, sendo que o novo nível de pleno armazenamento, NPA, passará a ser o correspondente à cota 348.

Com base nas expressões indicadas em 3.2., que definem o corpo da barragem, a parte a altear vai seguir os mesmos pressupostos, considerando que o arco do coroamento se encontra, no sistema de eixos já adoptado, a uma profundidade de -10 m.

A única diferença na metodologia é a de se considerar que a espessura da barragem não varia em profundidade, mantendo-se a espessura do coroamento da barragem já existente, que é de 4 m.

Assim, a expressão (3.5.), sofre uma alteração tomando a forma indicada na expressão (4.1.).

$$e_0 = 4 \quad (4.1.)$$

As restantes expressões continuam válidas, definindo perfeitamente o corpo da nova estrutura.

A consola de fecho da barragem do Alto Lindoso, após o seu alteamento, toma a forma indicada na figura 4.1..

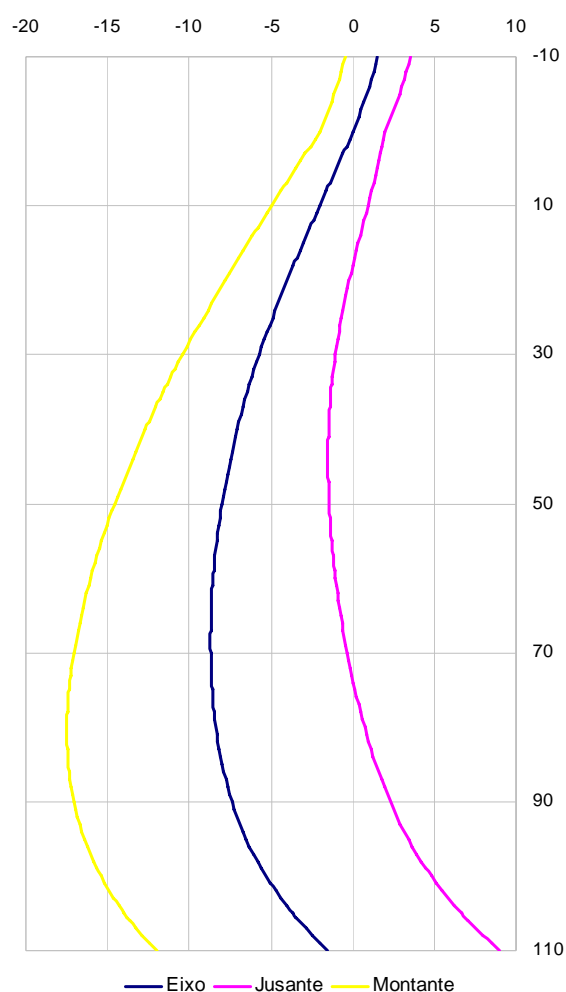


Fig.4.1 – Consola de Fecho do Alto Lindoso, após alteamento

Relativamente ao posicionamento das juntas de contracção, necessárias colocar no novo corpo da barragem, estas serão colocadas com o mesmo espaçamento, que o espaçamento das juntas da barragem existente. Assim, e de acordo com o já descrito no ponto 3.4, serão construídos 21 novos blocos, 11 do fecho para a margem esquerda e 10 do fecho para a margem direita.

#### 4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Tendo em conta que as principais acções que actuam numa barragem são o peso próprio, a pressão hidrostática, a variação de temperatura e a acção sísmica, a combinação de acções a ter em conta na análise do comportamento da barragem alteada, serão as seguintes:

- Exploração Inverno, com peso próprio, pressão hidrostática correspondente ao NPA e variação de temperatura correspondente a Janeiro;
- Exploração Verão, com peso próprio, pressão hidrostática correspondente ao NPA e variação de temperatura correspondente a Julho;
- Exploração de Inverno conjuntamente com acção sísmica.

Contudo, antes da análise destas combinações, terá que ser efectuado o estudo da barragem para a altura da construção, sendo necessário determinar uma data para a injeção das juntas de contracção, momento em que toda a estrutura funciona monoliticamente.

Desta forma, dado que durante a construção tem que se proceder ao abaixamento do nível da albufeira, será necessário estudar qual o nível que permite um melhor funcionamento da estrutura, sem provocar tensões muito elevadas e baixando o nível da albufeira o menos possível, visto que é de todo o interesse manter o nível o mais elevado possível, de forma a manter o funcionamento da barragem mais próximo da sua capacidade máxima.

Aliado a este facto, é necessário estudar qual a melhor altura do ano, para a injeção das juntas de contracção, sendo que não se deve escolher uma altura com temperaturas muito elevadas, sob pena de introduzir tensões elevadas na barragem. Desta forma, deverá desde logo apontar-se a injeção de juntas, como normalmente é admitido, para uma altura entre Março e Setembro, sendo que Setembro pode ser uma altura um pouco tardia.

#### 4.4. MODELO ESTRUTURAL

Para análise do comportamento estrutural da barragem alteada foi usado um modelo de elementos finitos, definido de forma semelhante ao usado no estudo do comportamento da barragem actual.

O novo modelo, obtém-se adicionando um novo bloco de elementos finitos sobre o coroamento da barragem já existente.

O modelo de elementos finitos é então o representado na figura 4.2..

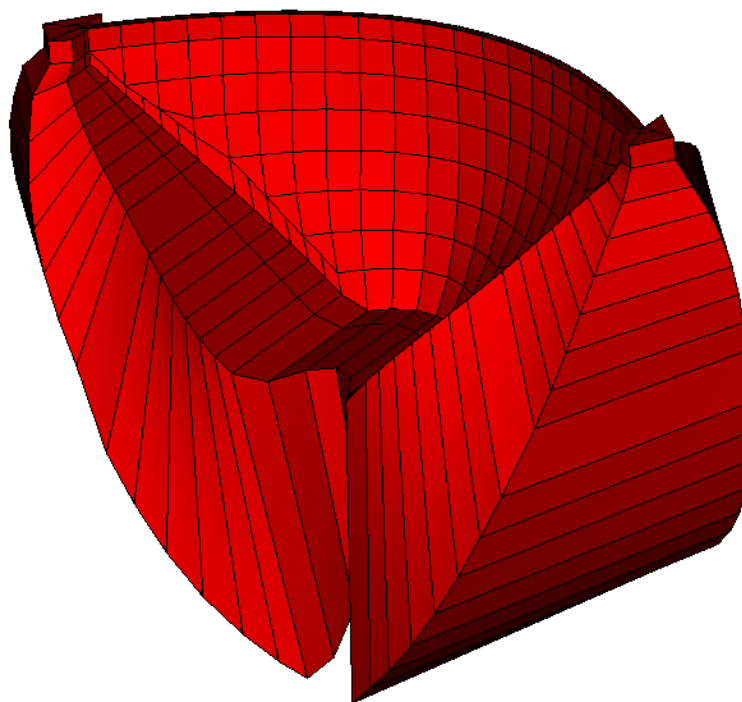


Fig.4.2 – Modelo de cálculo

O modelo é composto por 802 elementos tridimensionais, na sua maioria elementos cúbicos, formando uma malha com 1152 pontos nodais.

Os materiais da barragem e da fundação foram, como no modelo anterior, idealizados como contínuos, homogêneos e isotrópicos com comportamento elástico.

O estudo e análise do comportamento da barragem alteada serão efectuados com recurso ao programa de cálculo Femix 3.1.

Desta forma, como já referido, não será possível proceder a uma análise dinâmica, pelo que o estudo da barragem alteada também se apresenta incompleto.

#### **4.5. ESTUDO DA DATA DE INJECCÃO DAS JUNTAS DE CONTRACÇÃO**

Tendo então em conta que este estudo está também intrinsecamente ligado ao nível de água na albufeira, e sabendo que será necessário baixar o nível desta o menos possível, o estudo fez-se considerando dois níveis de água. Um nível mais alto à cota 334, correspondendo a um abaixamento de 5 m em relação ao coroamento da barragem existente; e um nível mais baixo à cota 329, correspondendo a um abaixamento de 10 m.

Assim, tendo em conta que a época normal de injeccão de juntas é mais ou menos entre Março e Setembro, para cada um dos níveis supracitados, fez-se o estudo para uma variação de temperatura em Março, Maio e Setembro.

Procedendo à análise da barragem, desprezando nesta fase, o peso próprio da parte alteada, calcularam-se as tensões verticais ao longo da secção de fecho. No quadro 4.1. estão indicadas as tensões a montante e a jusante, para cada uma das diferentes situações.

Quadro 4.1 – Tensões Verticais na consola de fecho, a montante e a jusante

		Março		Maio		Setembro	
		5m	10m	5m	10m	5m	10m
Montante	0	-135.32	-73.17	-282.64	-236.04	-313.71	-254.76
	15	-596.06	-468.30	-708.59	-559.14	-736.47	-578.94
	31	-655.74	-962.54	-410.78	-757.17	-366.05	-741.95
	48	-498.98	14.31	-96.74	-286.74	-13.73	-214.97
	64	-431.76	-624.82	-100.60	-227.57	-29.52	-160.84
	80	-396.43	-477.06	-175.25	-336.55	-127.32	-293.02
	95	-298.70	-472.60	-205.48	-443.19	-184.39	-426.79
	110	322.81	76.59	107.61	-182.07	63.50	-229.51
Jusante	0	10.79	10.49	-195.82	-200.68	-239.19	-232.30
	15	-267.78	-273.10	-376.18	-369.01	-403.45	-396.91
	31	-556.76	-558.34	-793.98	-691.69	-825.27	-724.21
	48	-896.18	-1117.22	-1274.83	-1168.26	-1359.49	-1240.04
	64	-1319.83	-1256.08	-1791.48	-1688.96	-1891.04	-1784.42
	80	-1872.26	-1821.98	-2346.47	-2230.15	-2447.11	-2326.77
	95	-2868.72	-2745.84	-3265.89	-3093.58	-3349.88	-3174.65
	110	-1741.23	-1701.83	-1966.69	-1919.04	-2014.38	-1966.31

Nas figuras 4.3. e 4.4. estão representadas as tensões na secção de fecho, a montante e a jusante, respectivamente, para as várias hipóteses consideradas.

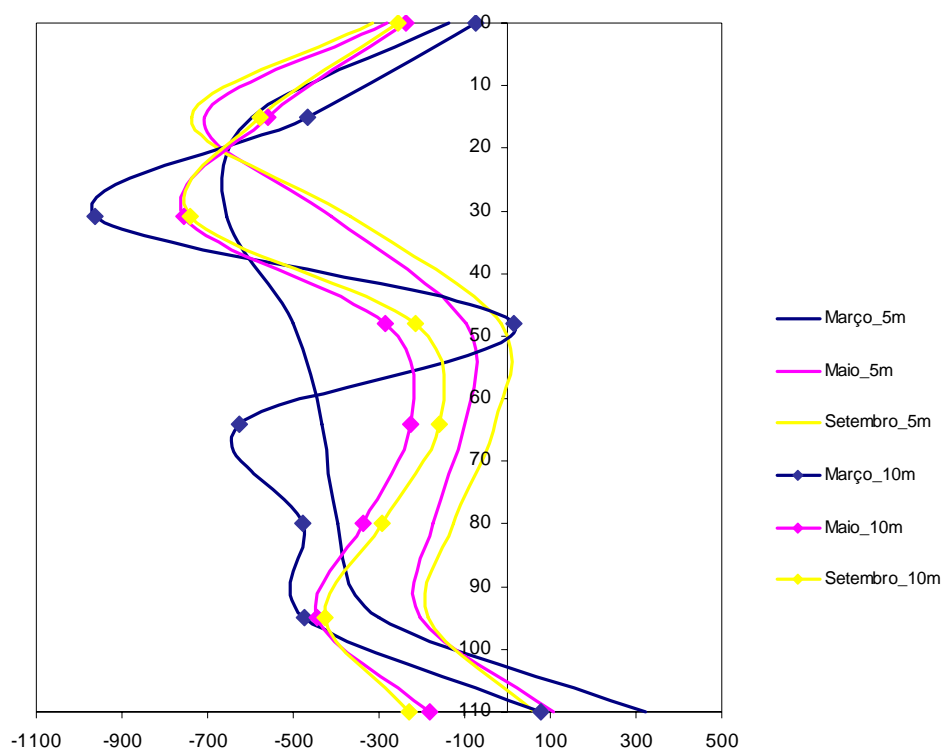


Fig.4.3 – Tensões Verticais a montante, na secção de fecho

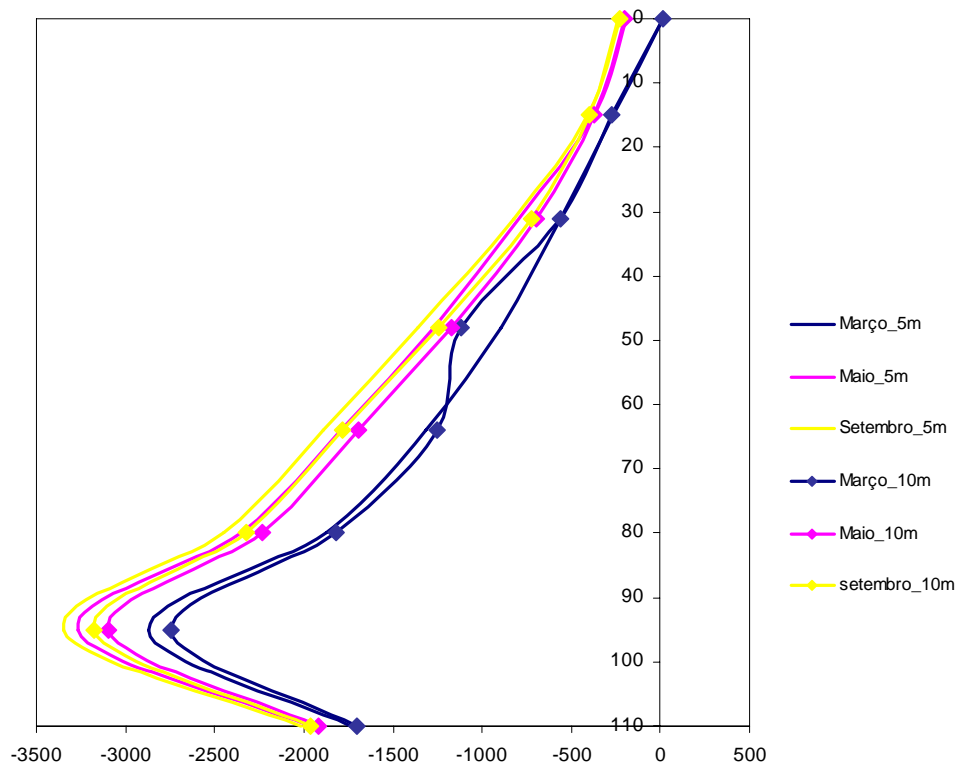


Fig.4.4 – Tensões Verticais a jusante, na secção de fecho

Analisando os resultados, verifica-se que as tensões, para a mesma época do ano, considerando os dois níveis de água diferentes, são muito próximas, principalmente na face de jusante, o que leva a concluir que a diferença entre os dois níveis, não causa diferenças significativas no estado de tensão instalados.

Comparando as três épocas diferentes verifica-se que a jusante, é na época de Março que se produzem tensões de compressão mais baixas, sendo que na de Setembro, se desenvolvem compressões maiores. Já a montante, o cenário reverte-se, e é na época de Setembro que se produzem tensões mais baixas.

Desta forma, e dado que a época de Setembro, é muitas vezes uma época tardia para a injeção de juntas, e tendo em conta que para Março, para o nível da albufeira 5 m abaixo do coroamento, as tensões ao longo da consola de fecho variam de uma forma mais regular, define-se para a data de injeção de juntas o dia 15 de Março.

Definida a data para a injeção das juntas de contracção, é necessário determinar o estado de tensão que se instala na barragem, após a estrutura estar a funcionar monoliticamente.

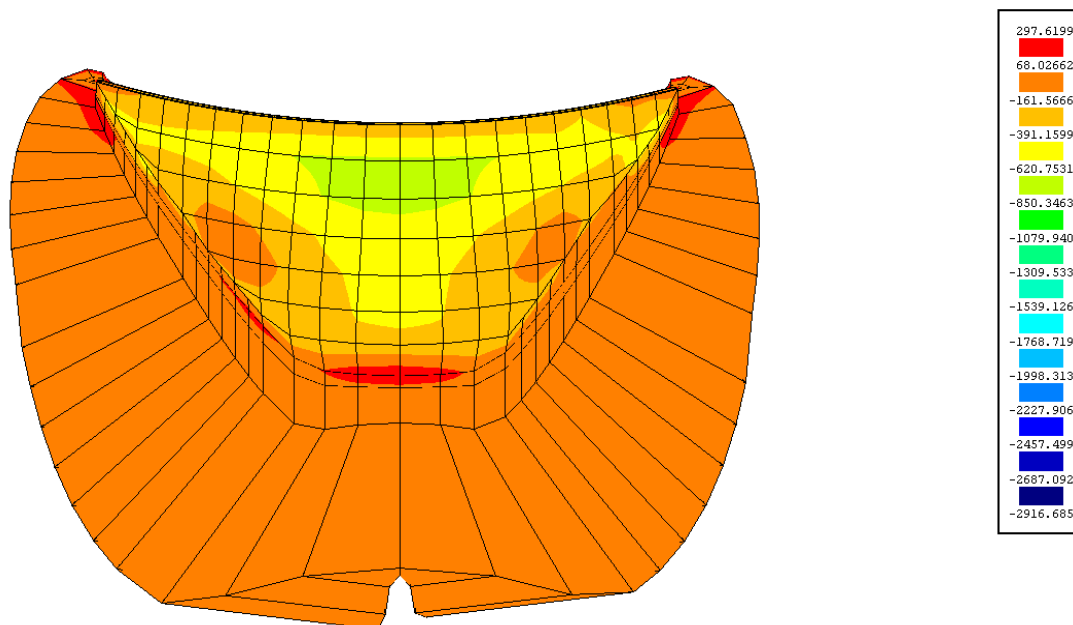
Tendo por base as tensões que se instalam nesta altura, isto é, para o mês de Março e devidas ao nível da albufeira 5 m abaixo do coroamento, é que se determina o efeito que o aumento do nível da albufeira para o novo NPA, tem na estrutura, bem como o efeito de um arrefecimento e de um aquecimento na mesma.

## 4.6. RESULTADOS OBTIDOS

### 4.6.1. COMPORTAMENTO À DATA DE INJEÇÃO DAS JUNTAS

O comportamento da estrutura existente com a solicitação que se verifica na data de injeção das juntas, tendo em conta já a acção do peso próprio do alteamento, é o que se representa na figura 4.5..

Para este estudo, a acção do peso próprio da parte alteada, dado que as juntas se encontram abertas, foi considerada aplicando cargas verticais concentradas, ao longo do coroamento.





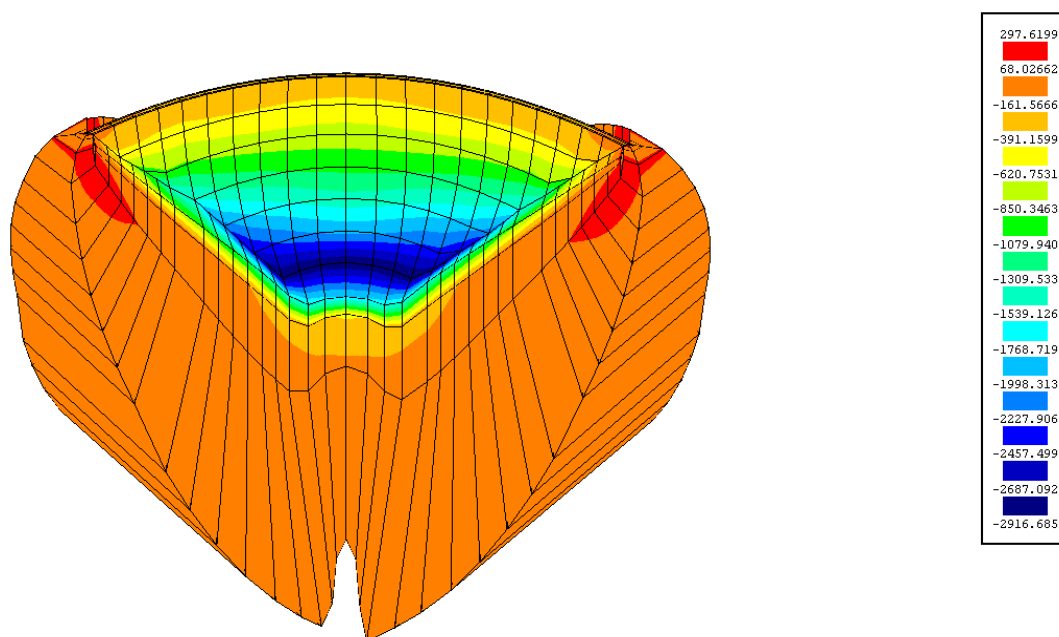


Fig.4.5 – Tensões Verticais, à data de injeção das juntas, a montante e jusante, respectivamente

Analisando o estado de tensão imediatamente antes da injeção das juntas, verifica-se que a montante a barragem se apresenta de uma forma geral comprimida, com compressões maiores na zona das consolas centrais, da ordem dos 0.6 Mpa, surgindo tracções na base das consolas centrais.

A face de jusante apresenta-se toda ela comprimida, sendo os arcos inferiores os mais comprimidos, com valores da ordem dos 2.9 MPa, aos 95 m de profundidade. As compressões degradam-se em direcção ao coroamento, que é a zona menos comprimida.

Este comportamento é bem evidente quando se analisa o estado de tensão da consola de fecho, representado na figura 4.6..

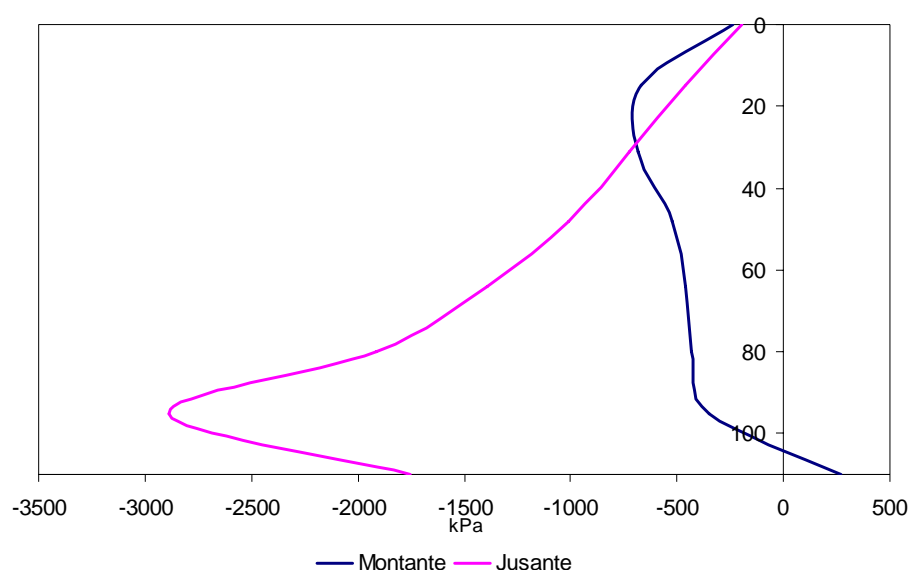


Fig.4.6 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, à data de injeção das juntas

Relativamente ao estado de tensão ao nível do fecho dos arcos (Fig.4.7.), verifica-se que ambas as faces estão comprimidas, sendo a face de jusante a mais comprimida. A montante as compressões tendem a diminuir em profundidade, surgindo mesmo na base da consola de fecho, uma tracção muito ligeira.

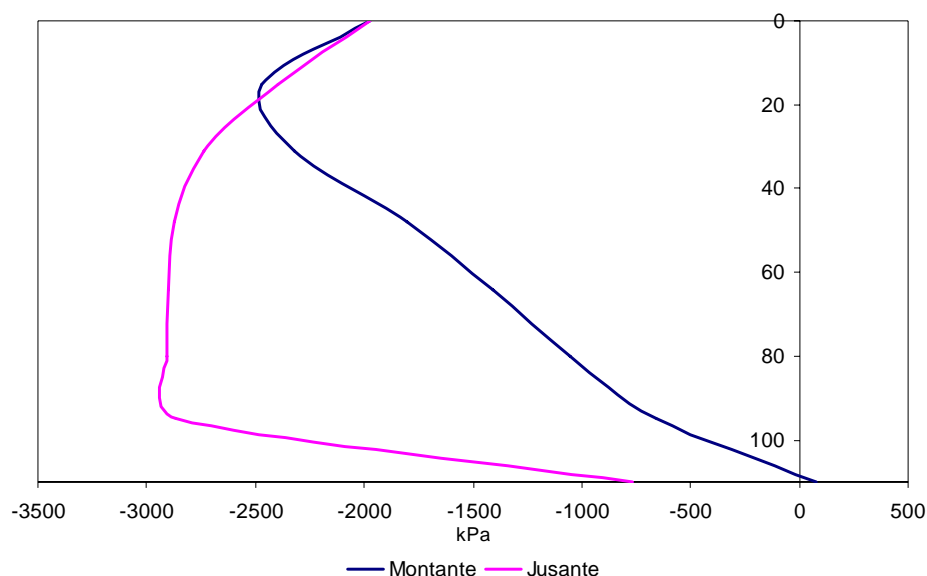


Fig.4.7 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, à data de injeção das juntas

Quanto ao estado de deformação da barragem, representado na figura 4.8., verifica-se que a barragem tende a deslocar-se para jusante, com um deslocamento radial máximo de cerca de 8 mm, que se dá aos 30 m de profundidade.

Relativamente aos deslocamentos verticais, a barragem tende a deslocar-se de uma forma geral para baixo, surgindo um pequeno levantamento na zona do coroamento. O deslocamento máximo ocorre na base da consola central, sendo da ordem dos 1.5 mm.

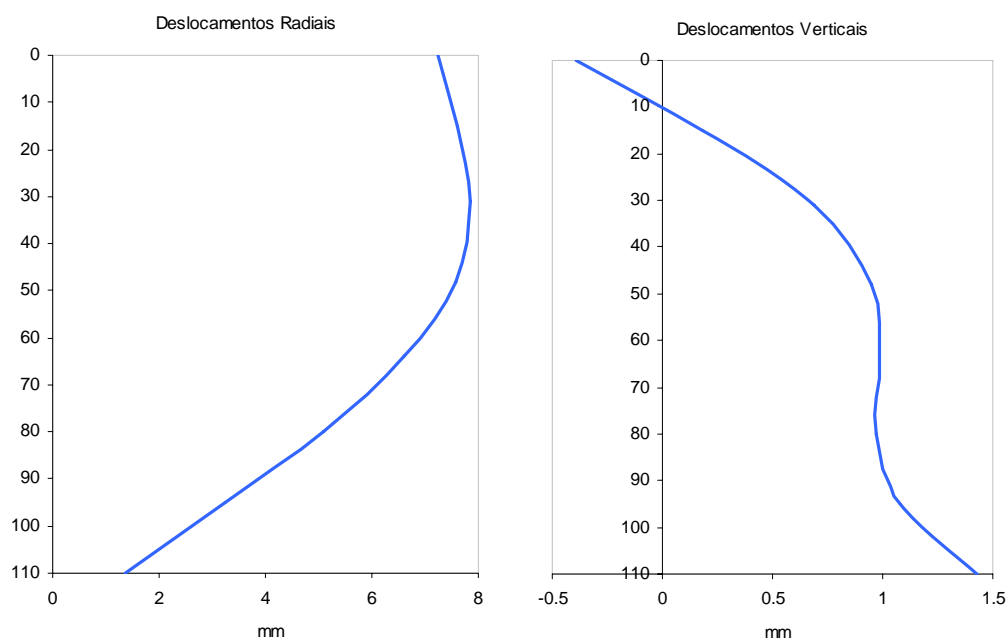
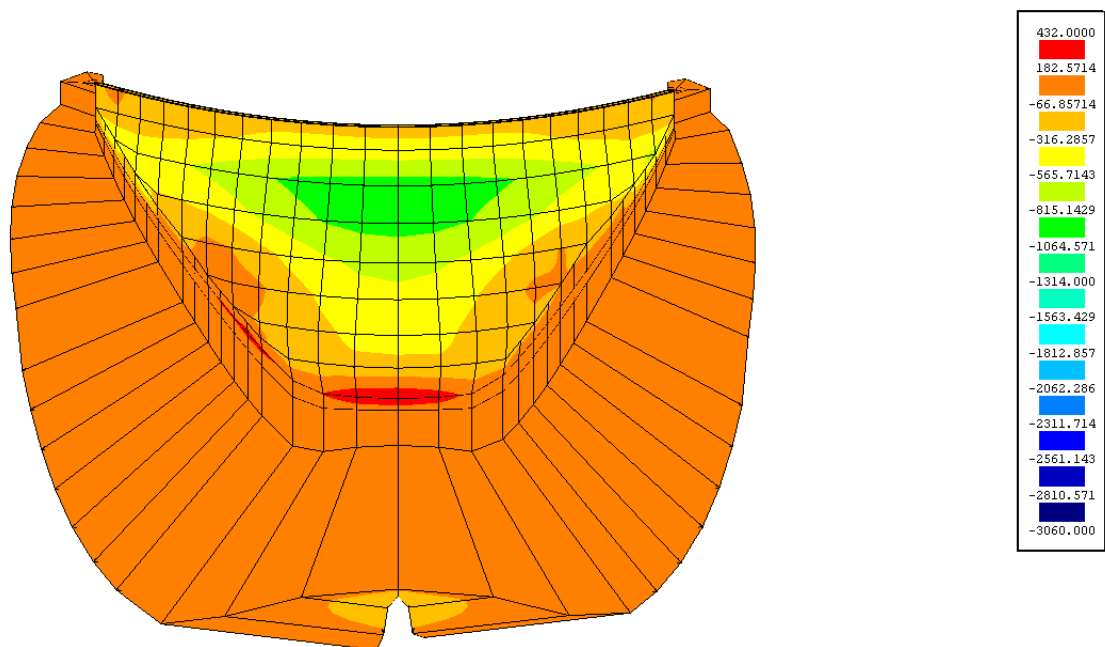


Fig.4.8 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, à data de injeção das juntas

#### 4.6.2. COMPORTAMENTO APÓS SUBIDA DO NÍVEL DA ALBUFEIRA PARA O NPA

Subindo o nível da albufeira para a cota do NPA, que será de 348 m, e na mesma para o mês de Março, o estado de tensão que se instala na barragem, é o representado na figura 4.9..



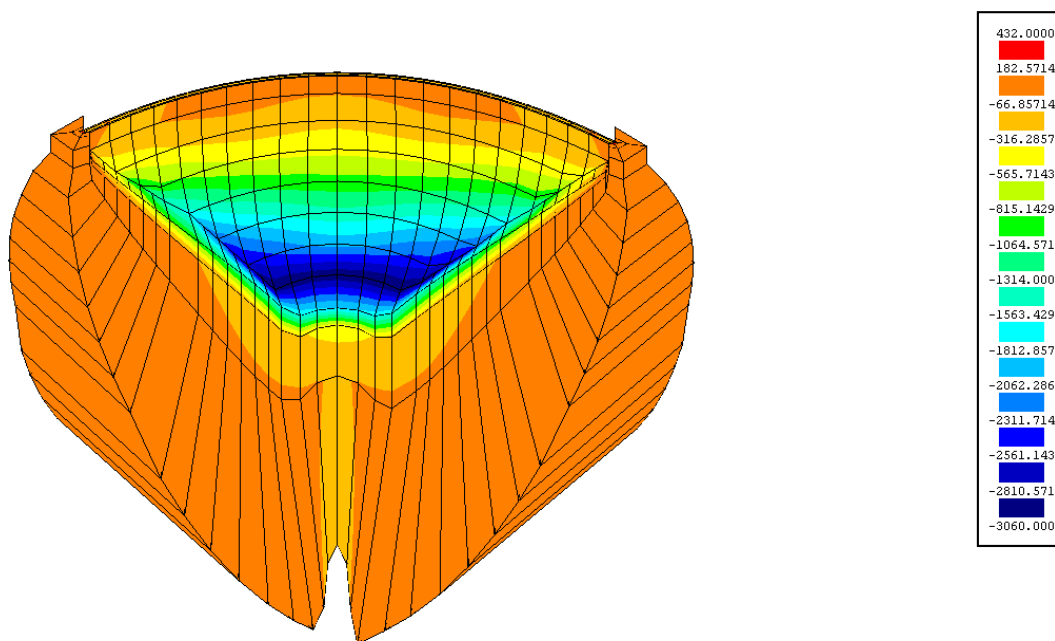


Fig.4.9 – Tensões Verticais, em Março para a água à cota do NPA, a montante e jusante, respectivamente

Dada a subida do nível de água de 14 m, verifica-se que a barragem fica sujeita na face de montante a um estado geral de compressão, com excepção da zona das nascenças, assim como da base das consolas centrais, que estão sujeitas a tracções. Estas tracções tomam valores mais elevados nas base das consolas centrais da ordem dos 0.5 MPa.

A face de jusante apresenta-se também comprimida, com principal incidência para os arcos inferiores, verificando-se as compressões máximas aos 95 m de profundidade. O estado de compressão degrada-se depois em direcção ao coroamento, onde em algumas zonas se instalam tracções muito ligeiras.

Comparando este estado, com o estado de tensão para a mesma época com o nível de água na albufeira à cota 334, constata-se que o comportamento da barragem é muito semelhante.

Verifica-se que com a subida do nível da água, as tensões de compressão na face de montante tendem a aumentar ligeiramente, principalmente na zona dos arcos superiores, aumentando também as tracções na base das consolas centrais, que para a consola de fecho se traduz num aumento para o dobro.

A jusante, as compressões tendem a diminuir nos arcos junto ao coroamento, sofrendo um aumento muito ligeiro na parte inferior da barragem.

Isto facilmente se constata, quando se compara com o estado de tensão na consola de fecho (Fig.4.10.).

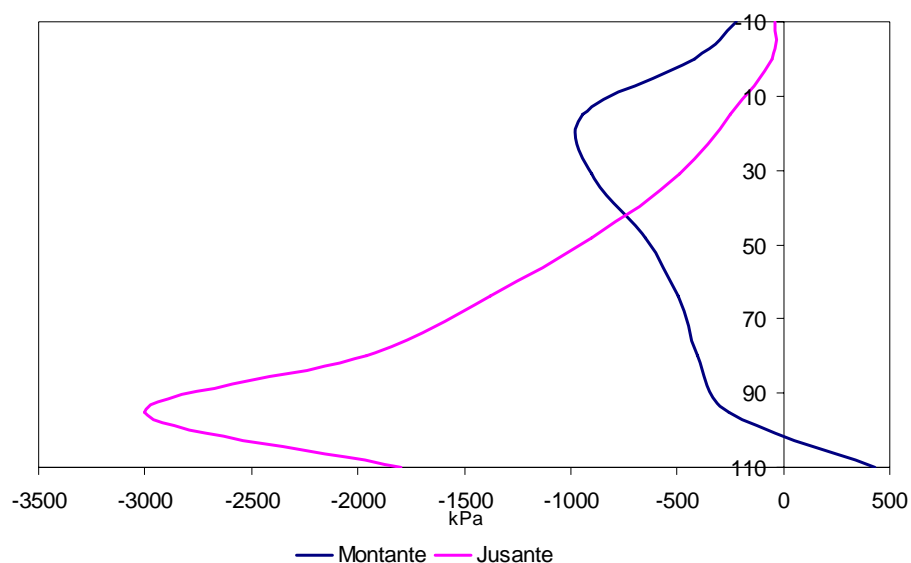


Fig.4.10 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, em Março para a água à cota do NPA

Relativamente às tensões horizontais na consola de fecho, representadas na figura 4.11., verifica-se que as duas faces da consola se encontram comprimidas, surgindo ligeiras tracções a montante, na base da mesma.

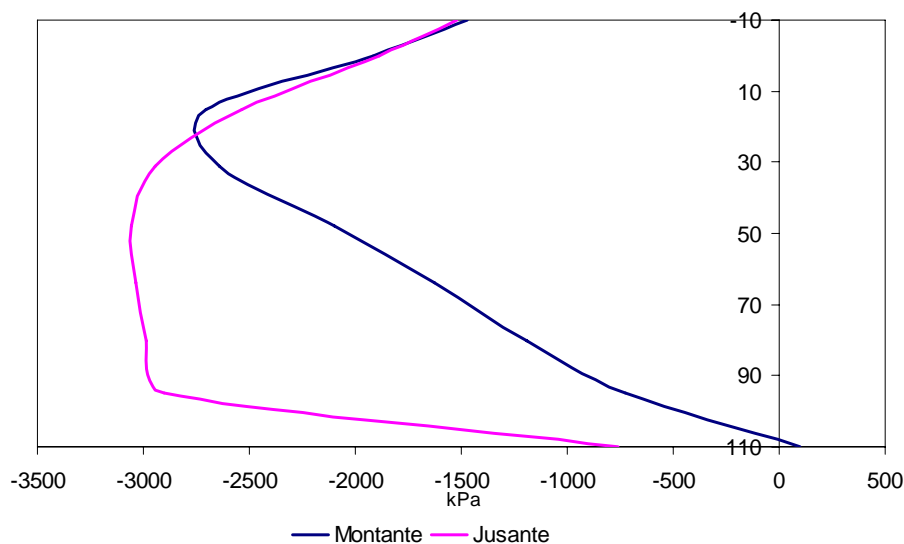


Fig.4.11 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, em Março para a água à cota do NPA

A subida do nível da albufeira, provocou um aumento das compressões a montante, sendo agora a compressão máxima da ordem dos 2.7 MPa, correspondendo a uma aumento de cerca de 0.3 MPa.

O aumento da pressão hidrostática provocou um ligeiro aumento das compressões na face de jusante, que apresenta uma compressão máxima da ordem dos 3 MPa.

O estado de deformação na consola de fecho induzido pela subida do nível de água (Fig.4.12.), provoca um deslocamento da barragem para jusante com deslocamentos radiais máximos de cerca de 10 mm, aos 30 m de profundidade. Quanto aos deslocamentos verticais, mais uma vez a parte superior da consola desloca-se para cima, enquanto que a parte inferior tende a deslocar-se para baixo.

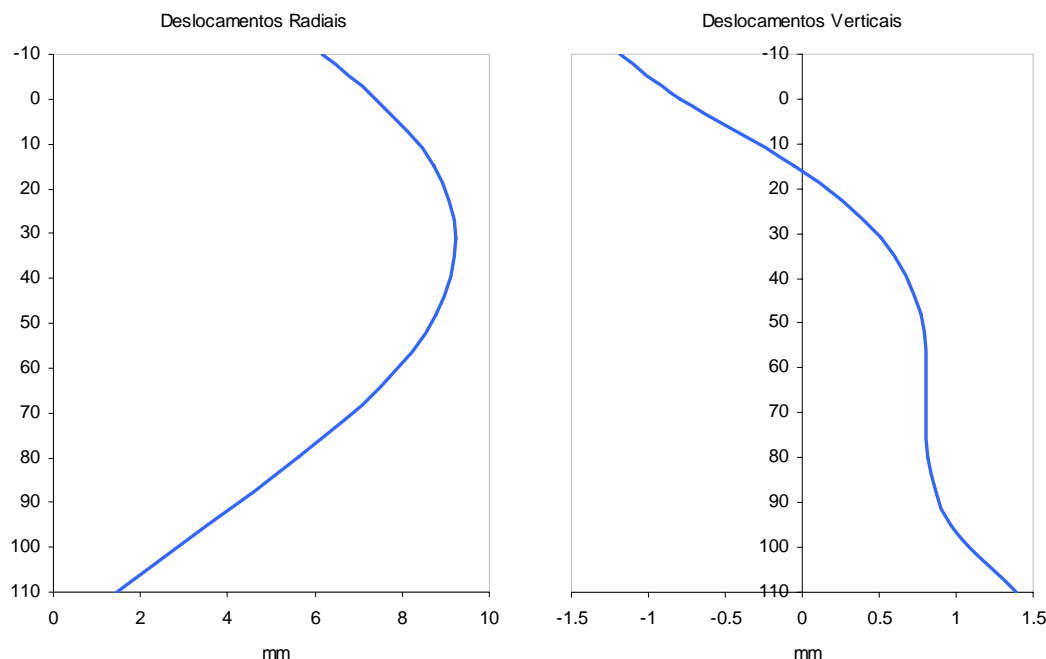


Fig.4.12 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, em Março para a água à cota do NPA

Comparando estes deslocamentos com os observados após a injeção das juntas, verifica-se um aumento dos deslocamentos radiais, por acção da pressão hidrostática.

O aumento do nível da albufeira faz com que a barragem tenda a deslocar-se para cima, pelo que os deslocamentos verticais dos arcos superiores aumentam, evidenciando o levantamento da barragem, e o dos arcos inferiores tendam a diminuir.

#### 4.6.3. EXPLORAÇÃO INVERNO

Considerando um arrefecimento da barragem, correspondente ao mês de Janeiro, para a cota de armazenamento de 348, o estado de tensão é o representado na figura 4.13..

Dado o arrefecimento que se verifica, a face de montante da barragem fica sujeita a tensões de compressão, com excepção da zona de contacto da barragem com o maciço de fundação, que estão sujeitas a tracções, que tomam valores máximos nas bases das consolas centrais.

A face de jusante apresenta-se comprimida ao longo dos arcos inferiores, com valores máximos da ordem dos 2.7 MPa, à profundidade de 95 m. As compressões vão depois diminuindo em direcção ao coroamento onde se instalam tracções muito ligeiras.

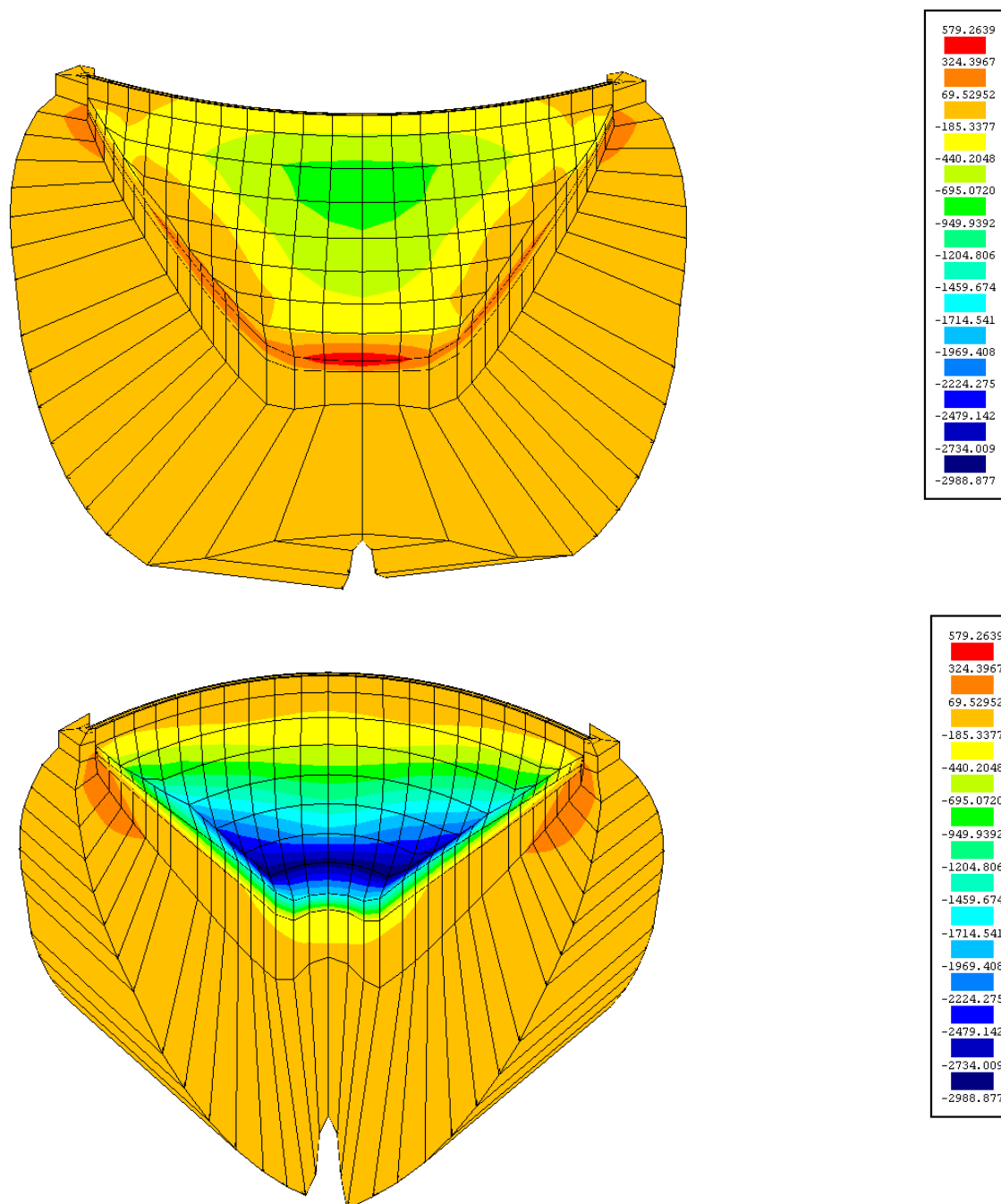


Fig.4.13 – Tensões Verticais, para solicitação de Exploração de Inverno, a montante e jusante, respectivamente

Analisando o estado de tensão agora instalado, e comparando-o com o estado de tensão para o mesmo nível da albufeira, mas com temperatura relativa ao mês de Março, verifica-se que o comportamento não é muito distinto, aumentando um pouco a zona a montante com compressões mais elevadas.

Na figura 4.14. representa-se o estado de tensão da consola de fecho, e pode-se constatar que o arrefecimento aumenta as compressões na face de montante, junto ao coroamento, aumentando também as tracções na base da consola central. Na face de jusante, as compressões tendem a diminuir ligeiramente, não atingindo os 3 MPa.

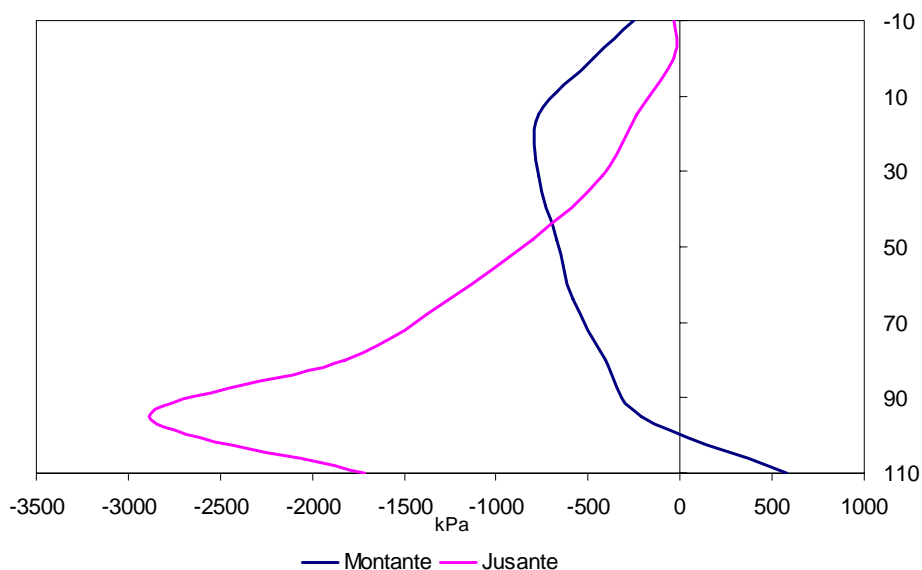


Fig.4.14 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para a solicitação de Exploração de Inverno

As tensões horizontais que se instalam na consola de fecho são as representadas na figura 4.15..

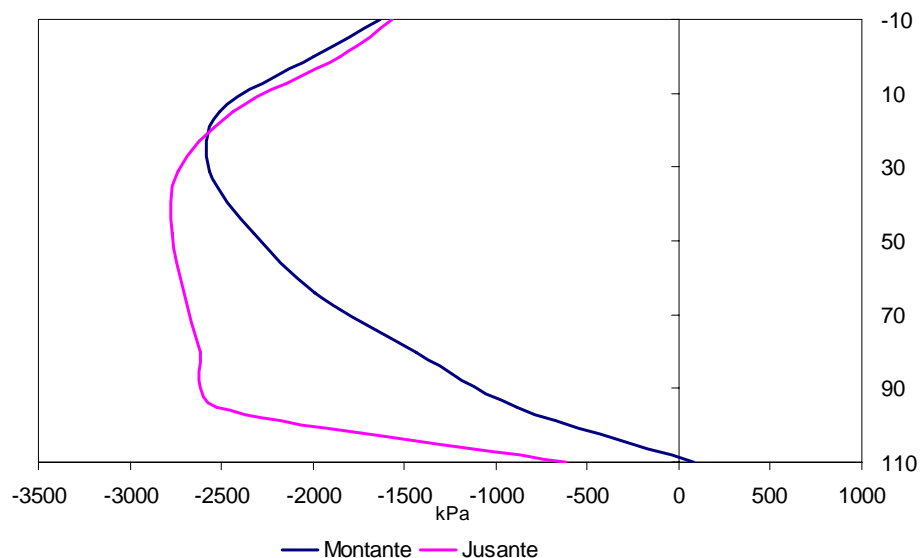


Fig.4.15 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para a solicitação de Exploração de Inverno

Face a um arrefecimento, ambas as faces da consola central se apresentam comprimidas, verificando-se que as compressões na face de montante, tendem a aumentar, quando comparadas com a situação anterior, e que a jusante as compressões diminuem ligeiramente, atingindo um valor máximo e 2.7 MPa.

Quanto ao estado de deformação na consola de fecho (Fig.4.16.), verifica-se que a consola tem a tendência de se deslocar para jusante, com um valor máximo de cerca de 12 mm, aos 20 m de



profundidade, sendo o deslocamento do coroamento de 10 mm. Quanto aos deslocamentos verticais, verifica-se a tendência da barragem se deslocar para baixo.

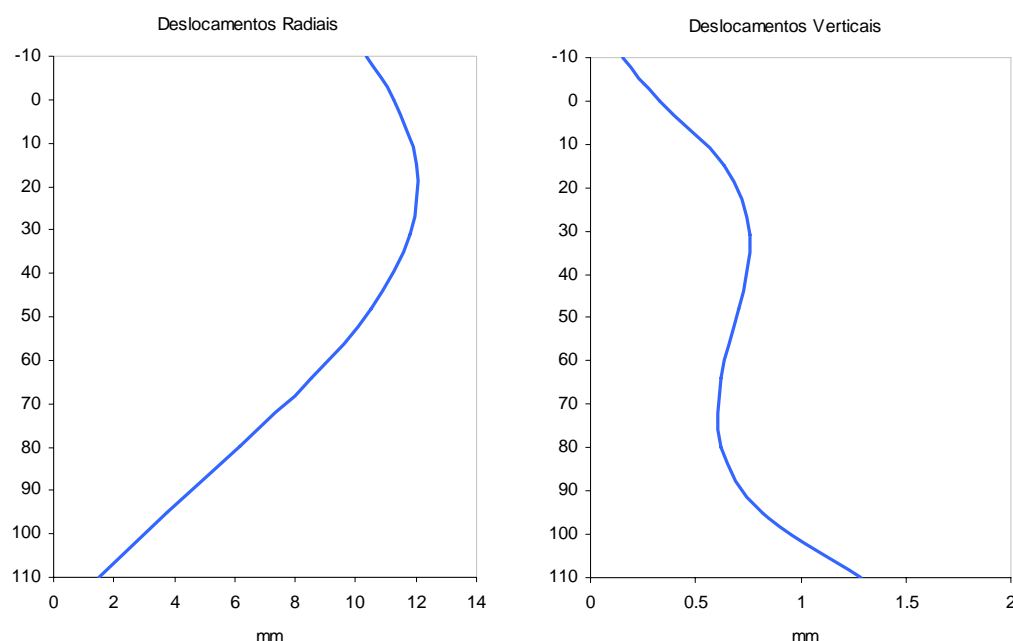


Fig.4.16 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para a solicitação de Exploração de Inverno

#### 4.6.4. EXPLORAÇÃO VERÃO

Para a época de Verão, que corresponde a um aquecimento, o estado de tensão instalado na barragem é o representado na figura 4.17..

Verifica-se que a face de montante da barragem se encontra traccionada na zona dos arcos centrais, estando os arcos inferiores sujeitos a ligeiras compressões, assim como a zona de ligação do novo corpo com a barragem existente, que é a zona da face de montante com maiores compressões, com valores da ordem dos 0.7 MPa.

A face de jusante apresenta um comportamento similar aos casos anteriormente estudados, apresentando-se comprimida na sua generalidade, com algumas tracções na zona junto do coroamento.

A principal diferença reside na grandeza das compressões, que sendo da ordem dos 3.8 MPa na zona de compressões máximas, atinge valores superiores aos antes registados, que em nenhum dos casos é superior a 3 MPa.

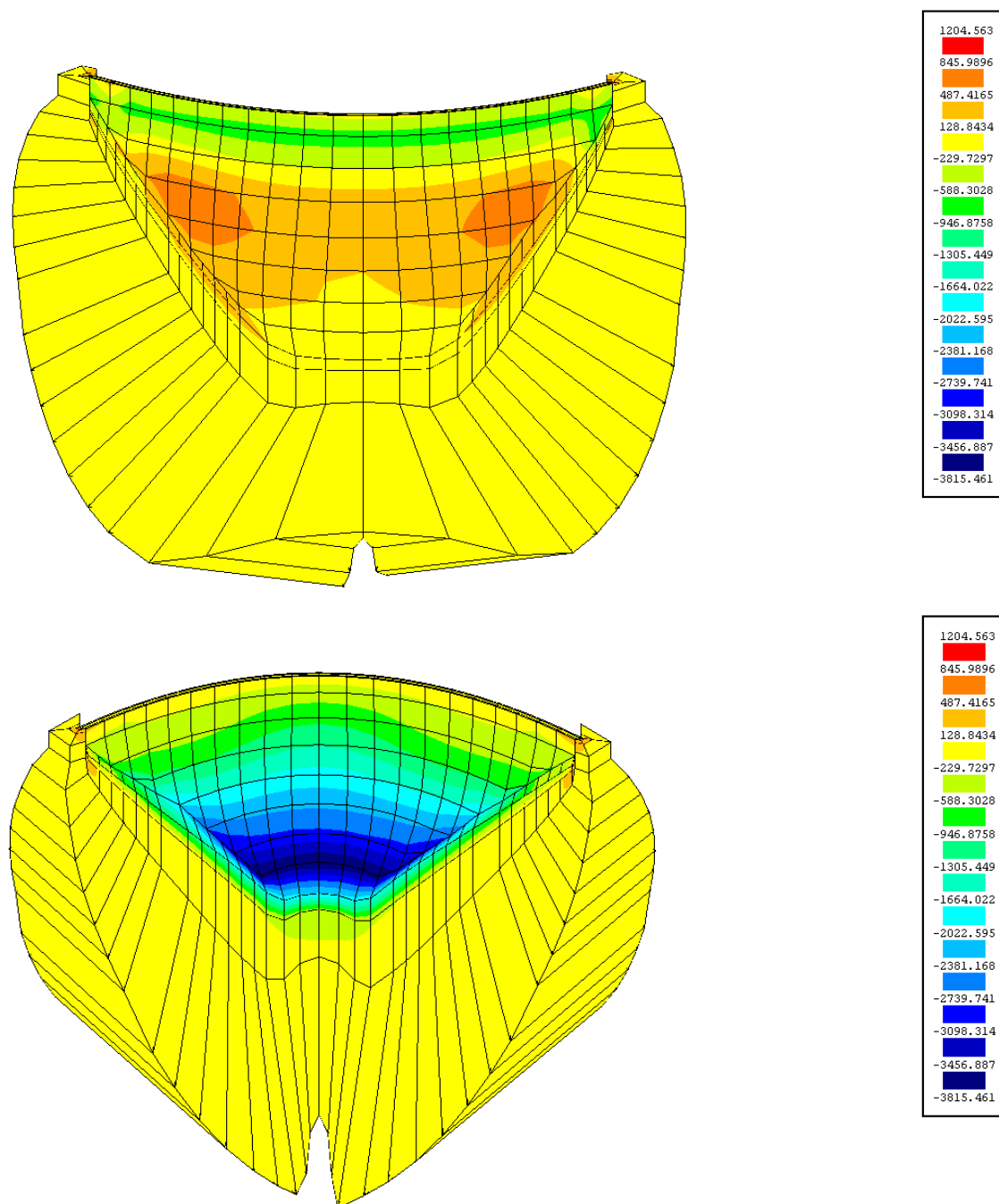


Fig.4.17 – Tensões Verticais para solicitação de Exploração de Verão, a montante e jusante, respectivamente

O estado de tensão instalado na consola de fecho, representado na figura 4.18., vem comprovar isso mesmo.

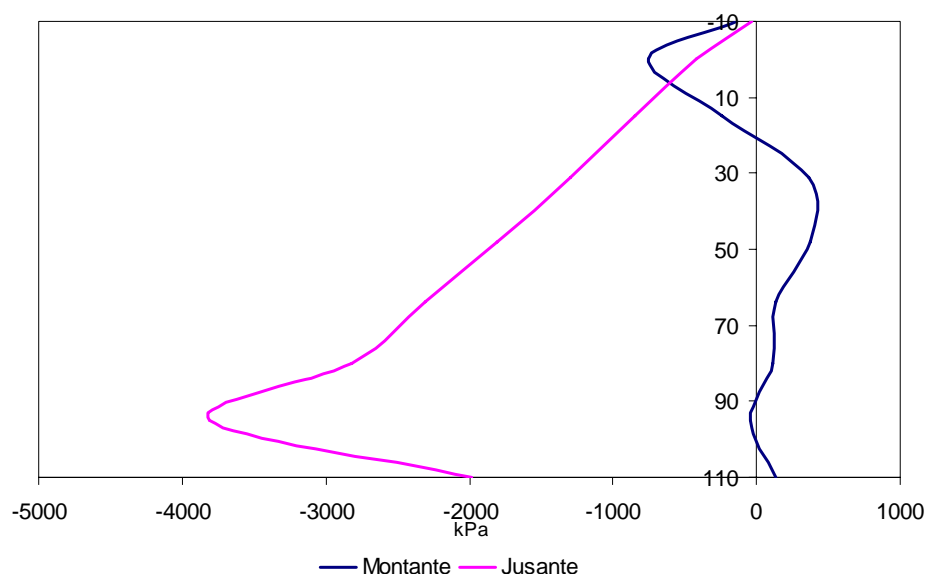


Fig.4.18 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão

Analisando o estado de tensão na consola de fecho, verifica-se que o paramento de jusante está completamente comprimido com tensões crescentes em profundidade, atingindo aos 95 m o valor máximo, diminuindo rapidamente em direcção à base da consola.

O paramento de montante apresenta uma distribuição mais irregular. A zona do coroamento está sujeita a compressões, que atingem o seu valor máximo aos 0 m de profundidade. Essas compressões dissipam-se dando lugar a tracções não superiores a 0.5 MPa.

O estado de tensão no fecho dos arcos é o representado na figura 4.19..

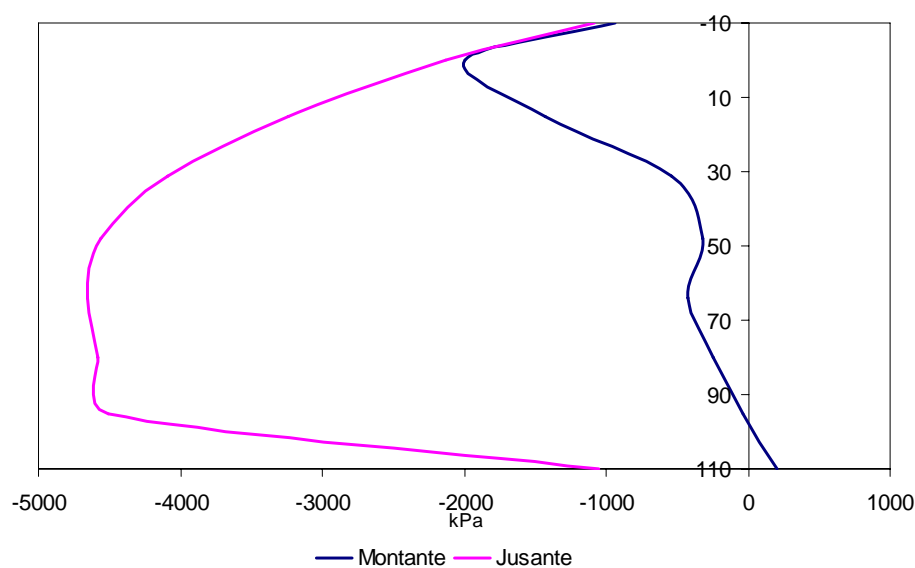


Fig.4.19 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, para solicitação de Exploração de Verão

Face ao aquecimento que se verifica, as tensões horizontais na consola de fecho, na face de jusante, aumentam bastante, atingindo os 4.6 MPa. Na face de montante, as compressões diminuem, apresentando uma variação mais irregular, que as verificadas para as outras solicitações, sendo que a partir dos 30 m de profundidade, as tensões são bastante inferiores.

Quanto ao estado de deformação da consola de fecho (Fig.4.20.), constata-se que até aos 15 m de profundidade, a consola se desloca para montante, com um deslocamento máximo de 8 mm. A partir daqui esta tende a deslocar-se para jusante, sendo o deslocamento máximo de cerca de 5 mm, sensivelmente aos 60 m de profundidade.

Relativamente aos deslocamentos verticais, denota-se uma vez mais a tendência da parte superior da consola se deslocar para cima, com deslocamento vertical máximo da ordem dos 5 mm. A partir dos 30 m de profundidade esta situação inverte-se tendendo a consola a deslocar-se para baixo, com deslocamentos não superiores a 2 mm.

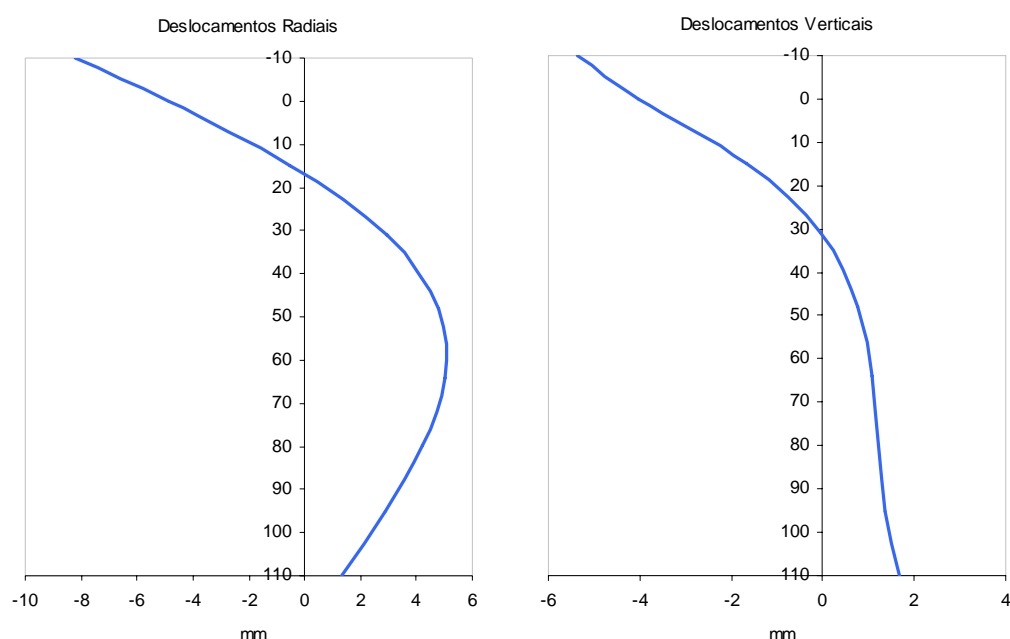


Fig.4.20 – Deslocamentos radiais e verticais da consola de fecho, para solicitação de Exploração de Verão

#### 4.7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Analisando os resultados obtidos (Fig.4.21.), verifica-se que para a barragem alteada, a subida do nível da albufeira provoca, em ambas as faces, o aumento das compressões nos arcos superiores, e a diminuição das mesmas nos arcos inferiores, aumentando também as tracções na base das consolas centrais.

Para o nível da albufeira correspondente ao NPA, um arrefecimento não introduz um estado muito distinto do estado de tensão que se verifica no mês de Março.

Sujeitando a barragem a um aumento de temperatura, verifica-se um aumento da tensão máxima de compressão a jusante, e na face de montante surgem tracções que não excedem os 0.5 MPa.

Na zona que faz a ligação do novo corpo com a barragem existente, surgem compressões significativas, de cerca de 0.8 MPa.

Para qualquer uma das solicitações estudadas, as tensões máximas de compressão na face de montante não excedem os 1 MPa, sendo que as tracções máximas registadas nesta face são da ordem dos 0.6 MPa, na base da consola de fecho.

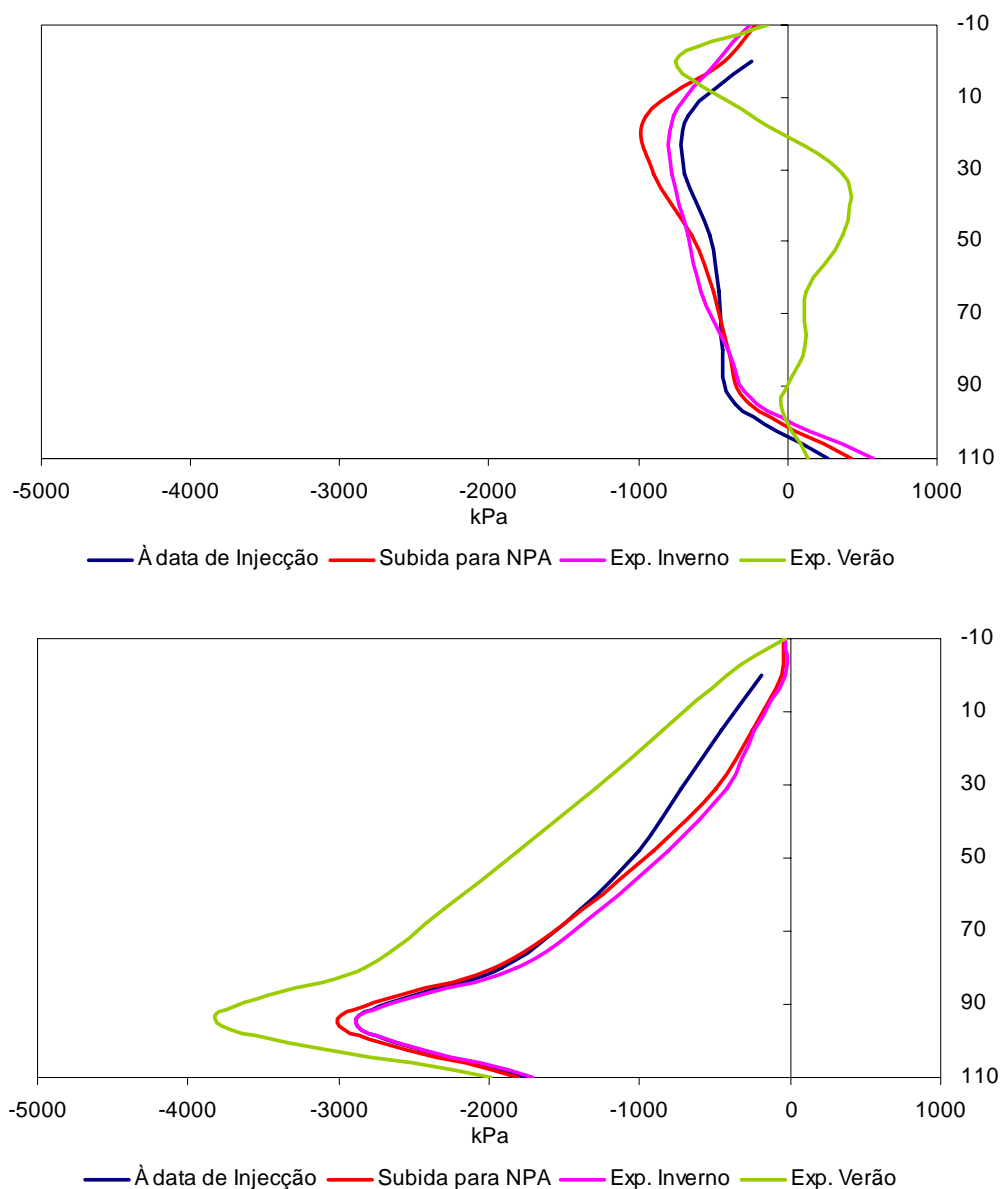


Fig.4.21 – Tensões Verticais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente

Na face de jusante as compressões máximas atingem valores da ordem dos 3.8 MPa, enquanto que as tracções não excedem os 0.6 MPa.

Relativamente às tensões horizontais (Fig.4.22.), verifica-se que para todas as solicitações estudadas, ambas as faces da consola central estão comprimidas, sendo a tensão máxima a montante da ordem dos 2.7 MPa, aquando da subida do nível da albufeira, e a jusante de cerca de 4.6 MPa, quando a barragem está sujeita a um aquecimento.

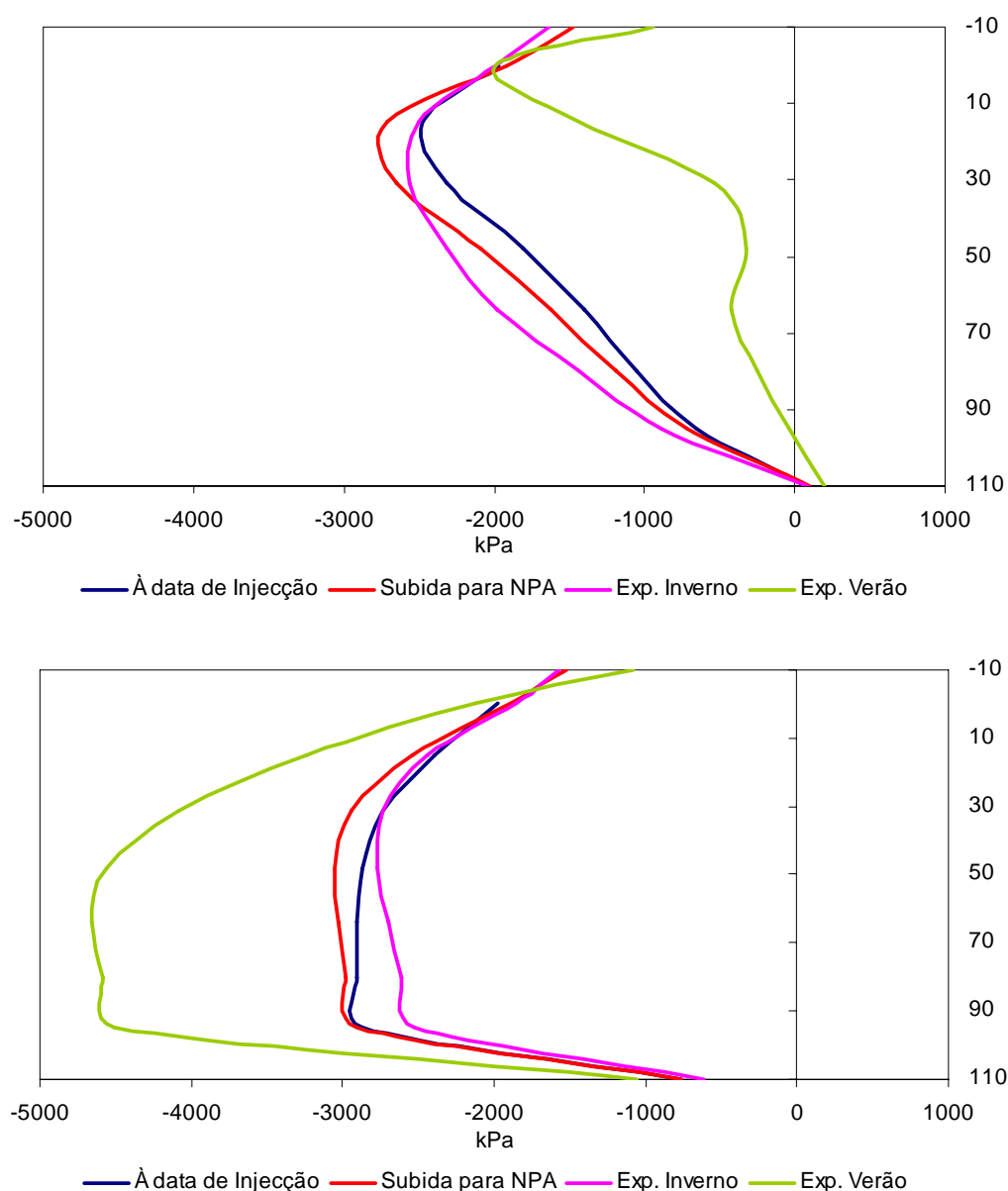


Fig.4.22 – Tensões Horizontais na Consola de Fecho, a montante e a jusante, respectivamente

Face às várias solicitações, o comportamento da barragem é bastante semelhante, com excepção da solicitação de Verão, que provoca um comportamento mais irregular a montante, e um aumento muito grande das tensões a jusante.

Face às tensões que se verificam na época de Verão, uma hipótese a ter em conta para diminuir o valor das tensões que se verificam nesta época, seria a injeção das juntas um pouco mais tarde. Desta forma, consegue-se uma diminuição grandeza das tensões, principalmente das tracções que se verificam na face de montante, que apesar de não serem muita elevadas são sempre prejudiciais ao bom funcionamento da estrutura.

Quanto ao estado de deformação da barragem alteada (Fig.4.23.), verifica-se que o aumento do nível da albufeira para o NPA aumenta os deslocamentos radiais no sentido de jusante, aumentando cerca de 2 mm.

Dado um arrefecimento estes deslocamentos tendem a aumentar ainda mais, sendo que o valor máximo ocorre a uma profundidade inferior. Para um aquecimento, a parte superior da barragem tende a deslocar-se para montante, sendo que a parte inferior se desloca para jusante, ocorrendo o deslocamento máximo no coroamento.

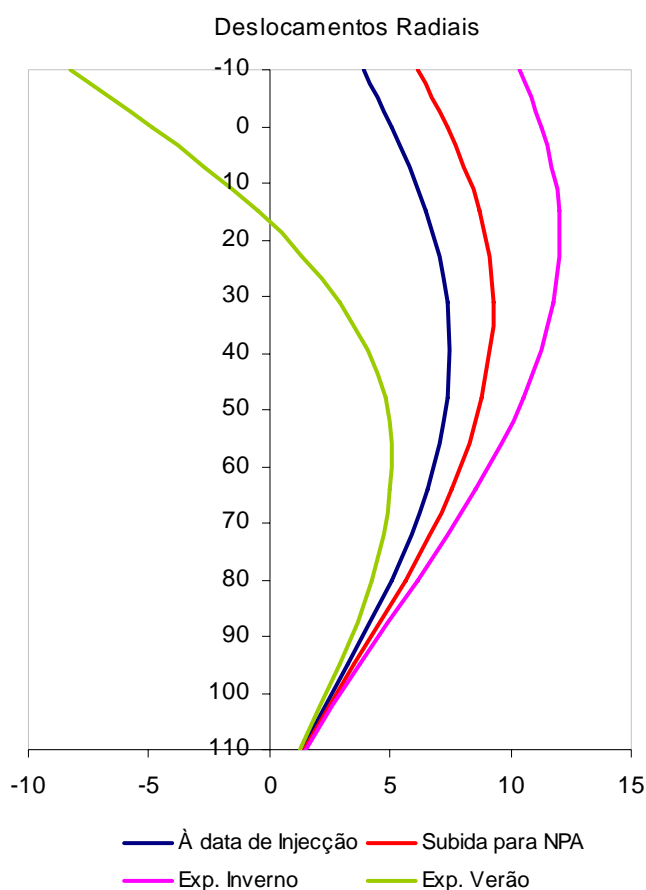


Fig.4.23 – Deslocamentos radiais da consola de fecho, para as várias solicitações

Relativamente aos deslocamentos verticais (Fig.4.24.), um aquecimento, faz com que a zona superior da barragem tenda a levantar-se, enquanto que a parte inferior se desloca para baixo. Dado um arrefecimento, a barragem tende a deslocar-se no sentido positivo, ou seja, em direcção à sua base.

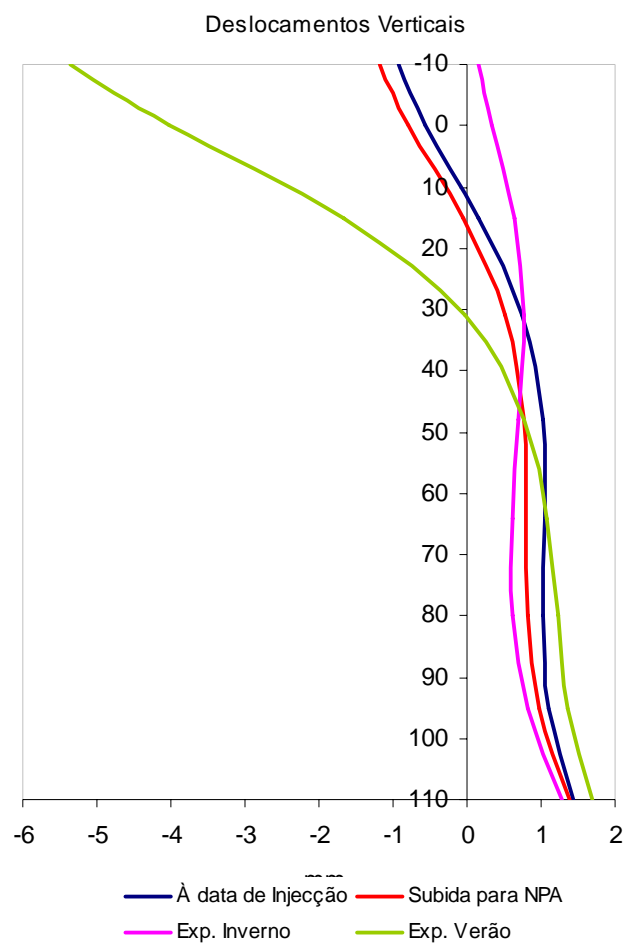


Fig.4.24 – Deslocamentos verticais da consola de fecho, para as várias solicitações

Comparando agora o estado de tensão da barragem alteada, com o estado de tensão da barragem original, para as duas épocas normais, de Inverno e de Verão (Fig.4.25.), verifica-se que, para a época de Inverno, o estado de tensão não é muito diferente, apresentando diferenças significativas na época de Verão.



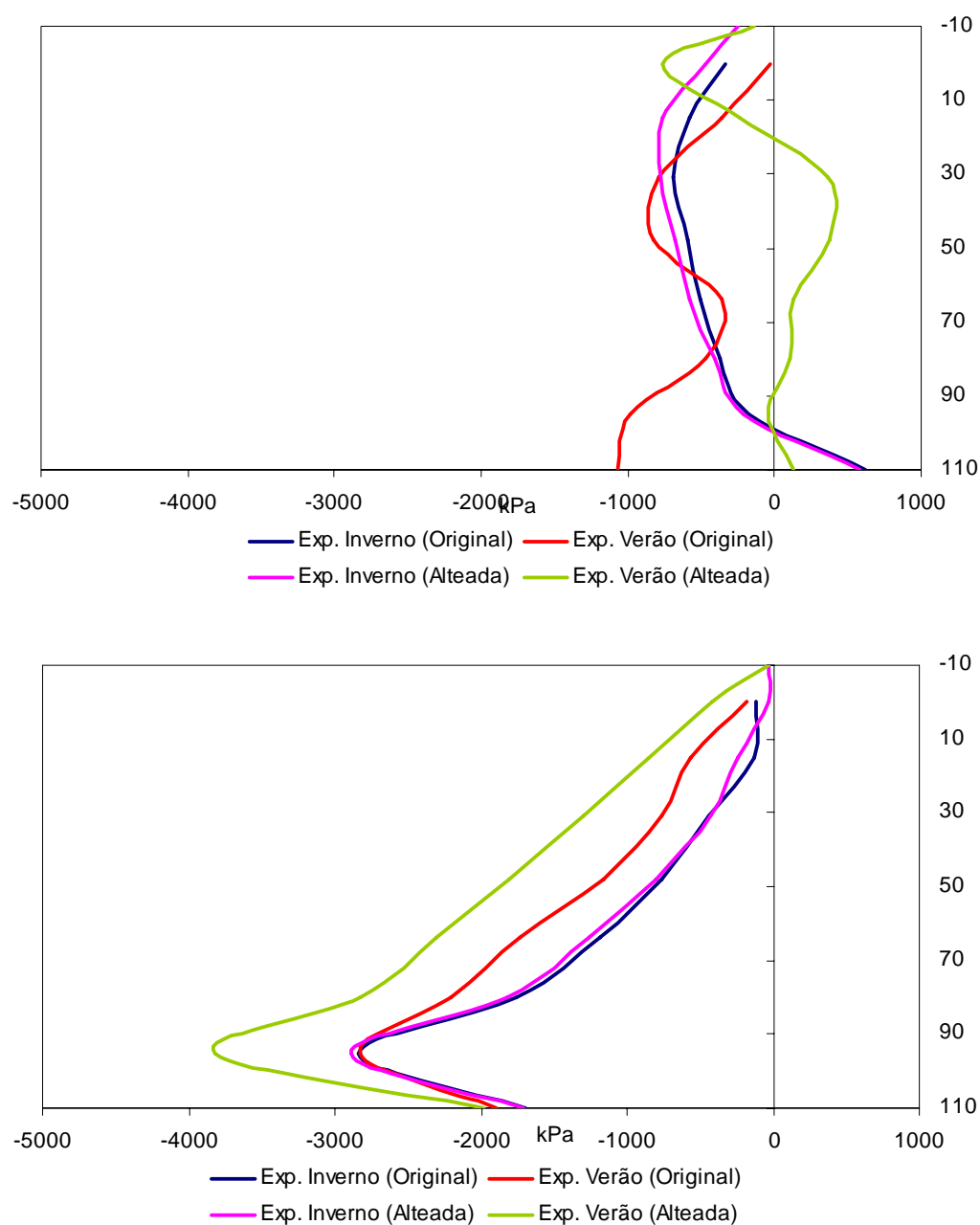


Fig.4.25 – Tensões Verticais na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração, a montante e a jusante, respectivamente

Para a situação de Exploração de Inverno o estado de tensão é semelhante, havendo um aumento ligeiro das compressões a montante, sendo quase iguais na face de jusante, exceptuando a parte inicial da consola, em que após o alteamento, se verifica um ligeiro aumento das tensões.

Para a situação de Exploração de Verão, a barragem alteada desenvolve tracções a partir dos 20 m, na face de montante, enquanto que a barragem original desenvolve compressões.

Já a face de jusante, quando a barragem é alteada, apresenta um comportamento idêntico ao da barragem original, desenvolvendo compressões superiores, que na zona de compressões máximas, corresponde a um aumento de 1 MPa.

No que respeita às tensões horizontais (Fig.4.26.), verifica-se que para as duas épocas, a face de jusante da consola se apresenta sempre comprimida. Na época de Inverno, as tensões apresentam um andamento parecido, sendo as compressões, após o alteamento, ligeiramente inferiores nos arcos superiores.

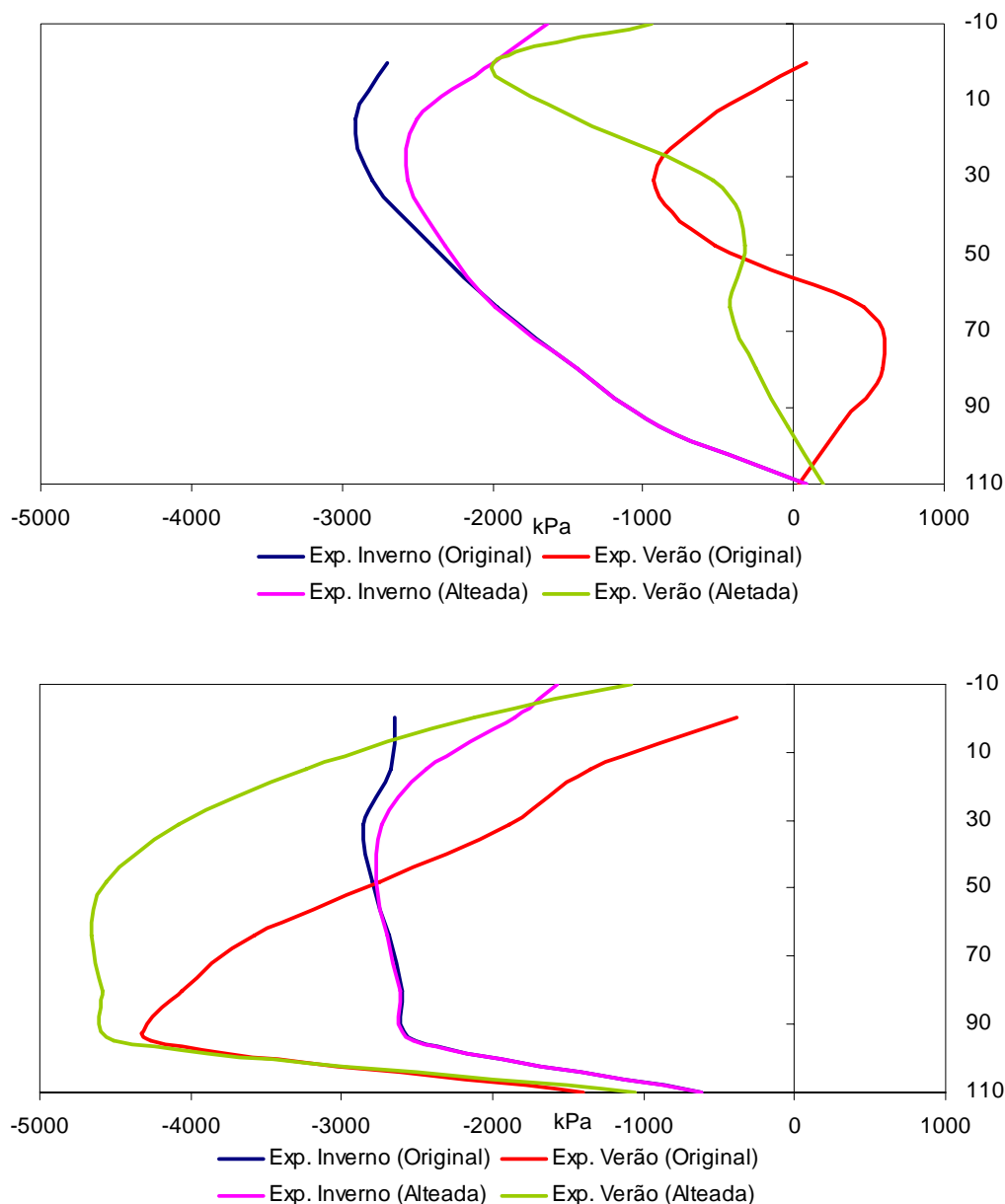


Fig.4.26 – Tensões Horizontais na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração, a montante e a jusante, respectivamente

Na época de verão, o andamento das tensões é similar, apresentando, no entanto, um aumento significativo das tensões, quando a barragem é alteada.

Na face de montante, à semelhança da face de jusante, para a época de Inverno, o andamento das tensões é idêntico, havendo uma diminuição das mesmas, nos arcos superiores quando a barragem está alteada.

Para a época de Verão, o comportamento da barragem original e da barragem alteada é distinto, deixando de haver tracções na face de montante, quando a barragem é alteada.

Dado que o comportamento da barragem alteada é similar ao da barragem original, visto que não se fez a análise sísmica desta nova estrutura, pode dizer-se que quando solicitada por um sismo a nova estrutura apresenta um comportamento aceitável.

Analisando mais pormenorizadamente a zona de ligação do novo corpo da barragem com a barragem existente, visto que será uma zona crítica, devido à ligação entre os dois corpos, verifica-se que devido a um arrefecimento esta zona fica sujeita a compressões, cujas tensões verticais não excedem os 0.5 MPa. Devido a um aquecimento, esta zona fica também sujeita a compressões, que na face de montante atingem quase os 0.8 MPa.

Quanto às tensões horizontais verifica-se que para as duas épocas em análise, esta zona se apresenta comprimida, com tensões da ordem dos 2 MPa.

Apresentando-se sempre comprimida, o que é do lado da segurança, há a analisar o efeito das tensões tangenciais, no sentido montante-jusante, que produzem corte na zona de ligação. Dado que não é possível uma monolitização perfeita nesta zona, por se tratar da ligação de dois materiais com idades diferentes, será necessário tomar medidas de forma a minimizar o corte nesta zona.

Como se constata pela figura 4.27., para as duas épocas em análise as tensões tangenciais no sentido montante-jusante, não são superiores a 0.35 MPa, sendo que face a um arrefecimento, esta zona tende a estar de uma forma geral comprimida, e face a um aquecimento, a estar geralmente traccionada.

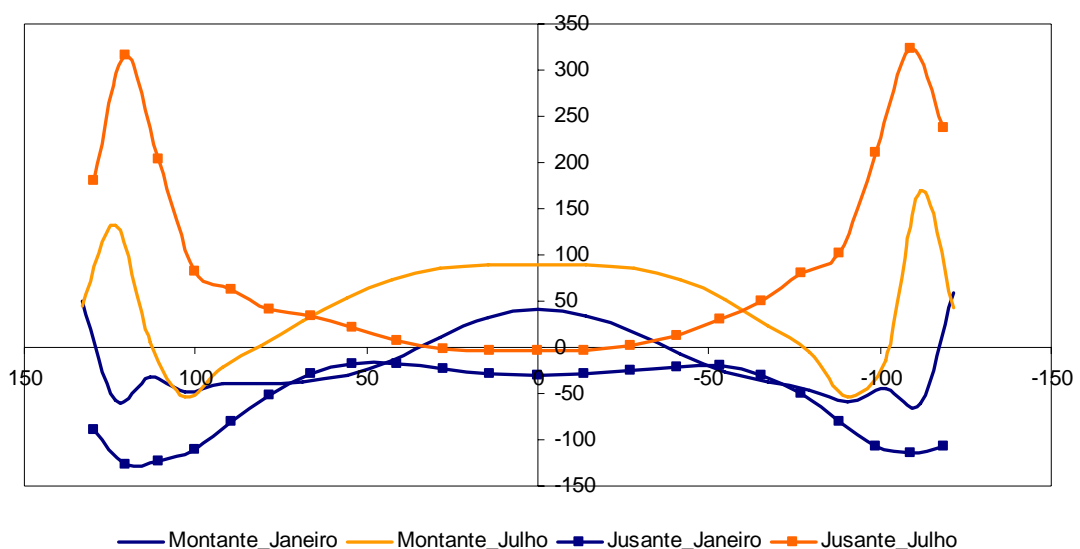


Fig.4.27 – Tensões Tangenciais na zona de ligação da barragem original com a parte alteada

Comparando os deslocamentos da barragem original, com os deslocamentos da barragem alteada (Fig.4.28.), verifica-se que, na época de Inverno, os deslocamentos radiais da barragem alteada são inferiores, sendo que o deslocamento máximo não se dá no coroamento, mas a cerca de 20 m de profundidade, ou seja, 30 m abaixo do novo coroamento.

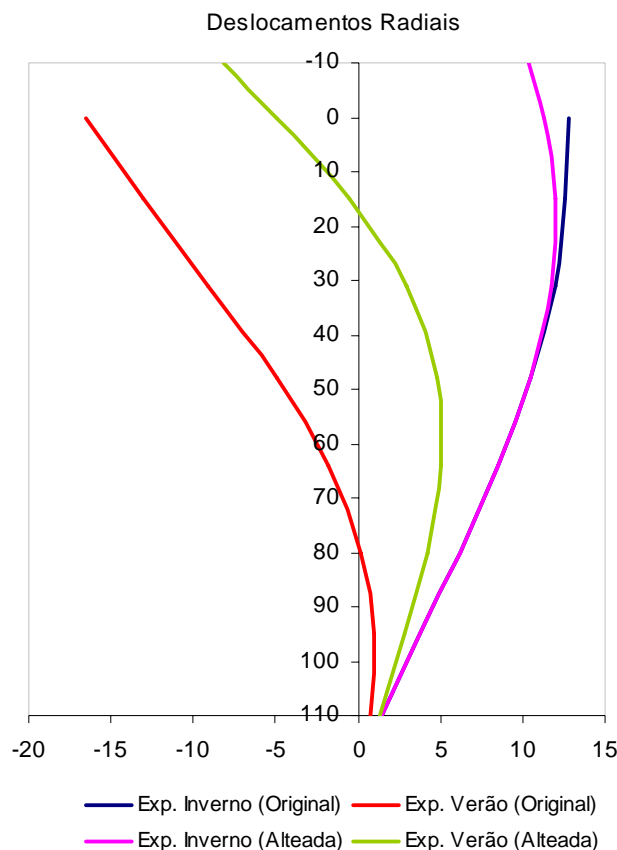


Fig.4.28 – Deslocamentos radiais da consola de fecho, na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração

Na época de Verão, a maior parte do corpo da barragem desloca-se para jusante, em contraposição com o verificado para a barragem original, sendo estes deslocamentos de valores superiores. O deslocamento do coroamento em ambos os casos dá-se para montante, que tomam valores maiores no caso da barragem inicial.

Relativamente aos deslocamentos verticais (Fig.4.29.), verifica-se que na época de Inverno, os deslocamentos sofridos pela consola de fecho são muito parecidos, dando-se um ligeiro aumento dos mesmos, quando se trata da barragem alteada. Estes deslocamentos são positivos, evidenciando a tendência da barragem se deslocar para baixo.

Na época de Verão, os deslocamentos verticais são praticamente coincidentes, até aos 30 m de profundidade, evidenciando o levantamento da barragem. Com a barragem alteada, os deslocamentos a profundidades maiores, tendem a diminuir dando-se agora no sentido contrário, ou seja, para baixo.

Para a época de Inverno, os deslocamentos verticais máximos ocorrem na base da consola de fecho, no sentido positivo, enquanto que no Verão, os deslocamentos máximos ocorrem no coroamento, com sentido negativo.

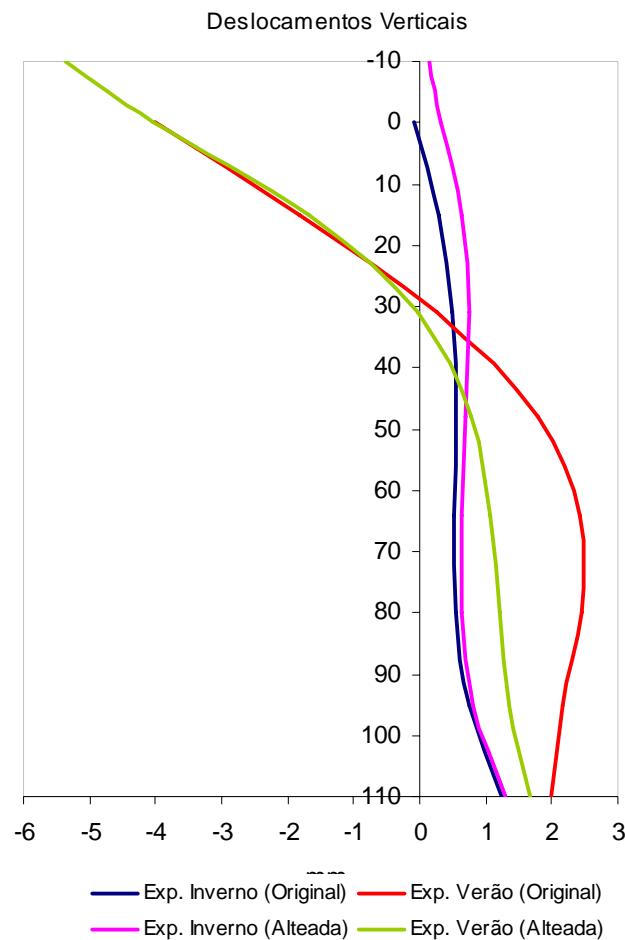


Fig.4.29 – Deslocamentos verticais da consola de fecho, na Barragem Original e na Barragem Alteada, para as épocas normais de exploração

É importante referir, que relativamente aos deslocamentos tangenciais, tal como verificado para a barragem original, os deslocamentos da consola de fecho são praticamente nulos.

#### 4.8. REFORÇO ESTRUTURAL DA BARRAGEM

Como já citado, o comportamento da barragem alteada é semelhante ao da barragem inicial, sendo a zona crítica, a zona de ligação do novo corpo da barragem à barragem original.

Ao nível das tensões verticais, esta zona apresenta-se comprimida, estando do lado da segurança. O problema surge ao nível das tensões tangenciais, no sentido montante-jusante. Estas tensões de corte levam ao cisalhamento desta zona, pondo em risco uma ligação eficiente entre os dois corpos.

Dado que os materiais a ligar são de diferentes idades, é desde logo vantajoso fazer a ligação dos dois corpos através da construção de encaixes, do tipo cauda de andorinha, que permitem uma melhor ligação dos dois materiais, propiciando também a absorção de tensões de corte que surgem na ligação.

Dado que para a construção da nova parte da barragem, é necessário proceder ao tratamento da interface de contacto, a construção destes encaixes é perfeitamente possível.

Contudo, este reforço pode não ser suficiente para absorver as tensões de corte na ligação.

Para o caso em análise, dado que as tensões de corte na zona de ligação tomam valores máximos da ordem dos 0.35 MPa, como verificado no gráfico da figura 4.27., a colocação de cabos de pré-esforço, de forma a absorverem as tensões de corte, é uma solução viável.

Cálculos rápidos permitiram definir o espaçamento dos cabos a colocar ao longo do coroamento.

Os cabos de pré-esforço serão assim espalhados em duas fiadas afastadas de 1.5 m, estando os cabos espaçados de 5 m em cada fiada, e de cerca de 2.5 m entre fiadas (Fig.4.30).

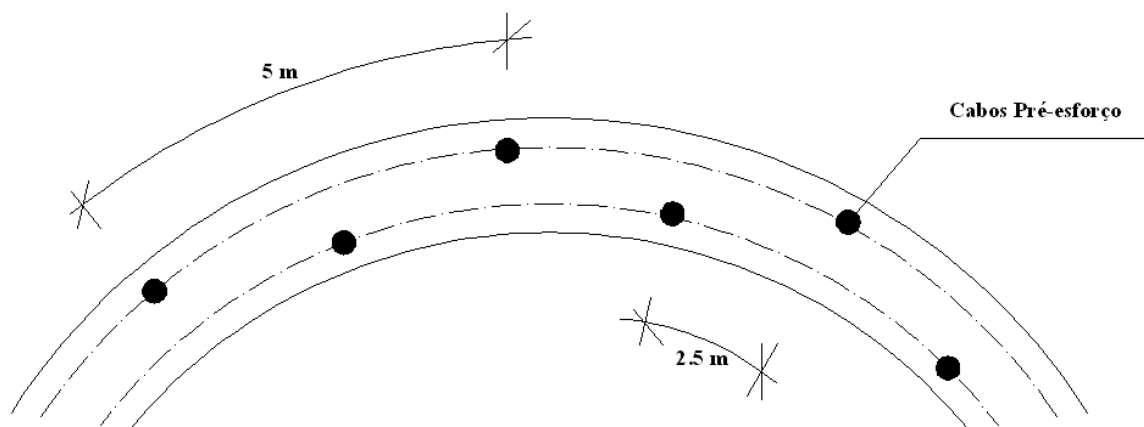


Fig.4.30 – Esquema do posicionamento dos cabos de pré-esforço ao longo do coroamento

Os cabos serão colocados com uma ligeira inclinação para jusante, o que se mostra mais vantajoso, que a colocação de cabos na vertical, por aumentar a resistência às tensões de corte.

Assim, as extremidades inferiores dos cabos, tendem para a face de montante, a qual por se encontrar mais comprimida, apresenta melhores condições para ancorar os cabos de pré-esforço.

Na figura 4.31., está representado, em corte, o reforço estrutural a aplicar na barragem.

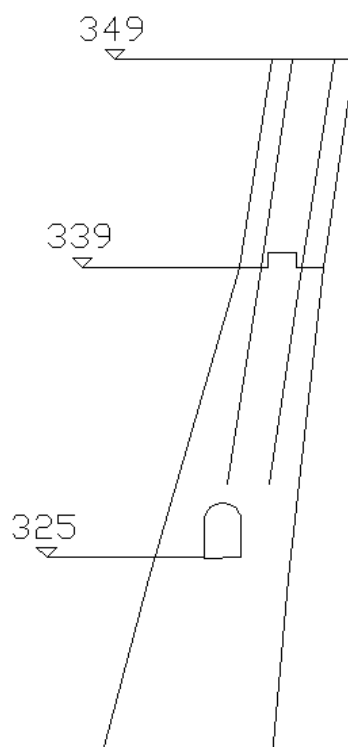


Fig.4.31 – Esquema do reforço estrutural a utilizar no Alto Lindoso

Um aspecto importante a ter em conta na colocação dos cabos de pré-esforço é o facto destes não poderem atingir cotas inferiores à cota 329, para não atingirem nem danificarem as galerias de visita existentes ao longo da barragem.

Realizado este reforço, o comportamento da barragem é mais eficiente, estando garantidas as condições de segurança, e melhoradas as condições da ligação do novo corpo à barragem existente.





# 5

## Conclusões

### 5.1. CONCLUSÕES FINAIS

O estudo do comportamento estrutural da Barragem do Alto Lindoso, permitiu constatar a influência que cada uma das acções principais tem no funcionamento da barragem, sendo o comportamento, o esperado e similar ao registado noutras estruturas semelhantes.

Por acção do peso próprio, o corpo da barragem apresenta-se de uma forma geral comprimido. A montante, as compressões aumentam em profundidade, e a jusante a zona do fecho dos arcos é a mais comprimida.

Quanto às tensões nos arcos a diferentes cotas, a acção do peso próprio, tracciona a face de montante da consola de fecho e comprime a face de jusante.

O efeito da pressão hidrostática contrasta um pouco com o comportamento da barragem sujeita apenas ao peso próprio. A acção da água induz na face de montante tracções consideráveis na base da consola de fecho, onde por acção do peso próprio existiam as maiores compressões.

A jusante a pressão hidrostática, provoca tracções que tomam o valor máximo na zona onde se verificam as maiores compressões, devido apenas ao peso próprio.

Assim, conclui-se que a acção do peso próprio e da pressão hidrostática se contrariam, dando origem a um estado de tensão mais equilibrado, que assegura a estabilidade da barragem. Estas duas solicitações actuando conjuntamente, resultam num estado de compressão a montante, com algumas tracções na base das consolas centrais, comprimindo a face de jusante, o que se afigura do lado da segurança, evitando tracções a montante, que são prejudiciais ao bom funcionamento da estrutura.

A acção da variação da temperatura tem implicações importantes no estado de tensão da barragem, sendo uma das acções mais relevantes. De um modo geral, a variação de temperatura causa tracções a montante, comprimindo a face de jusante.

Uma diminuição de temperatura provoca na barragem do Alto Lindoso, tracções ao longo da face de montante, tracções que face a um aquecimento, aumentam atingindo os 1 MPa. A face de jusante face a um aquecimento fica submetida a um estado de compressão superior. Assim, um aquecimento é uma solicitação mais gravosa, pois aumenta as tensões instaladas na barragem.

A solicitação correspondente à exploração de Inverno, coincidente com um arrefecimento, faz diminuir as tensões de compressão na face de montante, aumentando as tensões máximas de compressão na face de jusante, relativamente ao estado equilibrado da acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática.

O aquecimento que se verifica, na acção correspondente à exploração de Verão, imprime tensões de compressão na face de montante, mais elevadas que as tensões na situação de Inverno. Esta época é também a que imprime um estado de tensão mais irregular, principalmente na face de montante, devido ao nível da albufera ser inferior ao verificado na época de Inverno.

O alteamento da barragem do Alto Lindoso, que passou a ter 120 m de altura máxima, para além de consistir num aumento do peso próprio, implica pressões hidrostáticas maiores, visto que o nível de pleno armazenamento passa a ser superior.

O aumento do peso próprio, devido ao alteamento, resulta num aumento das tensões a montante, tanto as de compressão como as de tracção, diminuindo ligeiramente as compressões na face de montante.

A subida do nível da albufera, que resulta num aumento da pressão hidrostática, provoca um aumento das compressões que se instalam em ambas faces, aumentando também as tracções na base da consola de fecho.

Para as épocas normais de exploração, correspondentes ao Inverno e Verão, a solicitação mais gravosa, é a solicitação de Verão. Para esta solicitação, a face de montante passa a estar na sua maioria traccionada, aumentando bastante a grandeza das compressões a jusante.

Para a solicitação de Exploração de Inverno, correspondente a um arrefecimento, a barragem alteada tem um comportamento similar ao da barragem original. Mas o mesmo não se verifica para a solicitação de Exploração de Verão. A barragem alteada, para esta solicitação apresenta compressões mais elevadas na face de jusante, e a face de montante passa a estar traccionada.

Ao nível das tensões horizontais, depois de alteada, a barragem apresenta-se num estado geral de compressão, e para as várias solicitações o comportamento é semelhante, com excepção da solicitação de Verão. Para esta solicitação, a barragem apresenta-se menos comprimida a montante, e a jusante apresenta compressões superiores.

Também ao nível das tensões horizontais, é a solicitação de Verão que imprime na barragem alteada, um estado de tensão mais irregular relativamente ao estado de tensão da barragem inicial.

O estado de deformação a que a barragem está sujeita, está intrinsecamente relacionado com o tipo de deslocamentos que cada uma das acções imprime à estrutura.

A acção da pressão hidrostática, como facilmente se compreende, desloca a barragem para jusante, tendendo a levantar o corpo da mesma.

Já a acção térmica tem um efeito contrário. Sob a acção da variação da temperatura a barragem desloca-se para montante, contrariando os deslocamentos devidos à pressão hidrostática, e tende a levantar os arcos superiores, deslocando os inferiores para baixo, sendo este comportamento mais evidente, aquando de um aquecimento.

Para a barragem original os deslocamentos radiais máximos, para qualquer uma das solicitações individuais, como para as várias combinações consideradas, ocorrem ao nível do coroamento. Após o alteamento, os deslocamentos radiais máximos ocorrem a profundidades intermédias, com excepção da solicitação de Exploração de Verão, cujo deslocamento máximo se dá ao nível do coroamento.

Como se constata, o comportamento da barragem alteada é, de uma forma geral, semelhante ao da barragem original, apresentando-se sempre do lado da segurança.

Desta forma, o reforço estrutural que é necessário aplicar à barragem, só faz sentido na zona de ligação do novo corpo com corpo da barragem original, pois a não perfeita monolitização da interface dos dois

corpos, pelos materiais em contacto serem de idades diferentes, aliado às tensões tangenciais que se mobilizam nesta zona, podem conduzir ao corte da zona em causa.

O reforço estrutural da barragem passa assim pela colocação de dispositivos que absorvam as tensões de corte que se desenvolvem. Uma solução possível é a construção de encaixes, do tipo cauda de andorinha, entre as faces de ligação, aliada à colocação de cabos de pré-esforço ao longo do coroamento.

A construção dos encaixes é um processo viável, uma vez que é necessário fazer um tratamento da interface de ligação.

A solução de pré-esforço encontrada é uma solução viável, na medida em que absorve as tensões tangenciais que se desenvolvem ao longo da face de ligação.

O pré-esforço é espalhado em duas fiadas afastadas de 1.5m, e os cabos espaçados de 5 m em cada fiada. Os cabos apresentam uma ligeira inclinação para jusante, aproveitando as maiores compressões de montante, para ancorar os cabos, permitindo uma boa ligação entre os dois corpos, e a diminuição das tensões de corte, que são prejudiciais nesta zona.



## BIBLIOGRAFIA

- A Water Resources Technical Publication. (1977). *Design of Arch Dams*. US Department of the Interior, Denver, Colorado.
- Bazza, M. (2006). *Overview of the History of Water Resources and Irrigation Management in the Near East Region*.  
<http://www.fao.org/world/Regional/RNE/morelinks/Publications/English/HYSTORY-OF-WATER-RESOURCES.pdf>. 15/04/08.
- Delgado, R. (1984). *O método dos elementos finitos na análise dinâmica de barragens incluindo a interação sólido – líquido*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Delgado, R. (2007). *Seismic Structural Risk Mitigation. The FEUP Experience*.  
[http://www.cerup.org/pdf/conf\\_nrd/conf\\_nrd\\_structural\\_seismic\\_risk\\_mitigation\\_2.pdf](http://www.cerup.org/pdf/conf_nrd/conf_nrd_structural_seismic_risk_mitigation_2.pdf). 1/02/08
- Electricidade de Portugal EDP. (1983). barragem. In *Anteprojecto do Escalão do Alto Lindoso*, 1-110, Electricidade de Portugal EDP/Empresa Pública.
- Faria, R. (1988). *Análise numérica de barragens abóbada sujeitas à acção sísmica*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.  
[http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/lund/dams/Dam\\_History\\_Page/History.htm](http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/lund/dams/Dam_History_Page/History.htm). 15/10/07.
- [http://cnpqb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal/index.htm](http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/index.htm)). 15/10/07.
- <http://cnpqb.inag.pt/imagens/relProgJaneiro05.pdf>. 30/10/08.
- [http://ec.europa.eu/environment/climat/home\\_en.htm](http://ec.europa.eu/environment/climat/home_en.htm). 18/02/08.
- <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=4126>. 18/02/08.
- <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0003662>. 18/02/08.
- <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0010843>. 18/02/08.
- [http://simscience.org/cracks/advanced/arch\\_hist1.html](http://simscience.org/cracks/advanced/arch_hist1.html). 20/10/07.
- <http://simscience.org/cracks/advanced/dams1.html>. 20/10/07.
- [http://traianus.rediris.es/textos/archdams\\_en.htm](http://traianus.rediris.es/textos/archdams_en.htm). 20/10/07.
- [http://www.asce.org/history/tl\\_dams.swf](http://www.asce.org/history/tl_dams.swf). 15/10/07.
- <http://www.britannica.com/oscar/print?articleId=117292&fullArticle=true&tocId=72093>. 15/10/07.
- [http://www.cda.ca/cda/main/dams\\_cd/dams\\_cd.html](http://www.cda.ca/cda/main/dams_cd/dams_cd.html). 19/02/08.
- [http://www.iambiente.pt/portal/page?\\_pageid=73.408080&\\_dad=portal&\\_schema=PORTAL&actualmenu=10141055&docs=10138660&cboui=10138660&menu\\_childmenu=10140981](http://www.iambiente.pt/portal/page?_pageid=73.408080&_dad=portal&_schema=PORTAL&actualmenu=10141055&docs=10138660&cboui=10138660&menu_childmenu=10140981). 18/02/08.
- [http://www.icold-cigb.net/images/PDF\\_EN/Dams%20&%20the%20World%20Water.pdf](http://www.icold-cigb.net/images/PDF_EN/Dams%20&%20the%20World%20Water.pdf). 19/02/08.
- <http://www.icold-cigb.net/images/PDF-multilangue/newsletter5.pdf>. 19/02/08.
- [http://www.inag.pt/inag2004/port/quem\\_somos/pdf/aguaemporugal.pdf](http://www.inag.pt/inag2004/port/quem_somos/pdf/aguaemporugal.pdf). 19/02/08.
- [http://www.portugal.gov.pt/NR/rdonlyres/7EFBC445-079C-4940-8FE6-703336971DD7/0/PNBEPH\\_Memoria.pdf](http://www.portugal.gov.pt/NR/rdonlyres/7EFBC445-079C-4940-8FE6-703336971DD7/0/PNBEPH_Memoria.pdf). 19/02/08.

<http://www.rideau-info.com/canal/images/img-n-jonesdam1.html>. 19/02/08.

<http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/barragens.html>. 03/11/08.

Jansen, R.. (1988). *Advanced Dam Engineering for design, Construction, and Rehabilitation*. Van Nostrand Reinhold, New York.

Machado, R., et al. (2001). *O passado, o presente e o futuro dos grandes aproveitamentos hidroelétricos*. EDP – Electricidade de Portugal, Porto.

Martha, L., et al. (1991). *Numerical simulation of crack initiation and propagation in an arch dam*. Dam Engineering, 08/91, 193-213, R. Taylor, Dr R. Dungar, Dr M. Wieland, Sutton.

Melo, F., Gomes, A. (1992). *Large Dams in Portugal*. Portuguese Commite on large dams, Lisbon.

Moura, H., et al (2007). *Dimensionamento de uma barragem de abóbada (Barragem de Corgas)*. Projecto de Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Obernhuber, P., et al. (1991). *Numerical analysis for the remedial works of Kölnbrein dam*. Dam Engineering, 08/91, 235-251, R. Taylor, Dr R. Dungar, Dr M. Wieland, Sutton.

Staemmer, O, Baumann, A.. (1994). *Raising of Mauvoisin Dam Modification of Appurtenant Structures*. Eighteenth Congresso on Large Dams, 7-11 November 1994, Durban – South Africa, 51-59, International Commission on Large Dams, Montligeon.

Straubhaar, R., et al.. (1994). *Raising of Mauvoision Dam General Aspects and Treatment of the Interface Between the Old and New Section*. Eighteenth Congress on Large Dams, 7-11 November 1994, Durban – South Africa, 21-34, International Commission on Large Dams, Montligeon.

Teles, M. (1985). *Comportamento térmico de barragens de betão*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vischer, D., et al. (1998). *Energie hydraulique en Suisse*. Société pour l'ingénierie d'art, Stäubli AG.

Volker, A. (1983). *International cooperation in hydrology and water resources development*. [http://www.cig.ensmp.fr/~iahs/hsj/280/hysj\\_28\\_01\\_0049.pdf](http://www.cig.ensmp.fr/~iahs/hsj/280/hysj_28_01_0049.pdf). 19/02/08







## **ANEXO 1**

### **VARIAÇÃO DA TEMPERATURA NO BETÃO EM JANEIRO**



▪ Placa de 5.5 m de espessura

Quadro A1.1 – Temperatura do betão na placa de 5.5 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	15.59739	15.59739	5.8000	6.2	-0.367
0.5	0.707168	15.59739	12.15946	5.8000	5.114516	0.713
1	1.416177	15.59739	9.510512	5.8000	4.343384	1.480
1.5	2.136199	15.59739	7.478219	5.8000	3.821753	1.999
2	2.890793	15.59739	5.917648	5.8000	3.501376	2.317
2.5	3.723824	15.59739	4.702692	5.8000	3.34956	2.468
3	4.702692	15.59739	3.723824	5.8000	3.34956	2.468
3.5	5.917648	15.59739	2.890793	5.8000	3.501376	2.317
4	7.478219	15.59739	2.136199	5.8000	3.821753	1.999
4.5	9.510512	15.59739	1.416177	5.8000	4.343384	1.480
5	12.15946	15.59739	0.707168	5.8000	5.114516	0.713
5.5	15.59739	15.59739	0	5.8000	6.2	-0.367

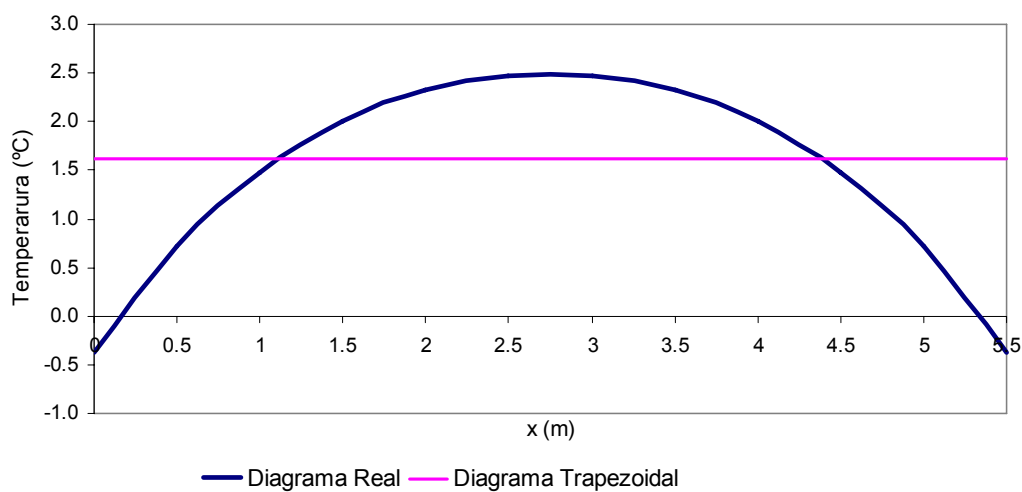


Fig.A1.1 – Variação da temperatura do betão, na placa de 5.5 m de espessura

▪ Placa de 8 m de espessura

Quadro A1.2 – Temperatura do betão na placa de 8 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	54.60082	54.60082	1.8556	3.033333	-1.162
0.5	0.707168	54.60082	42.51294	2.1021	2.442094	-0.327
1	1.416177	54.60082	33.09269	2.3486	1.999264	0.360
1.5	2.136199	54.60082	25.75247	2.5951	1.67324	0.931
2	2.890793	54.60082	20.03774	2.8417	1.441445	1.408
2.5	3.723824	54.60082	15.59739	3.0882	1.289354	1.806
3	4.702692	54.60082	12.15946	3.3347	1.209513	2.132
3.5	5.917648	54.60082	9.510512	3.5813	1.200311	2.387
4	7.478219	54.60082	7.478219	3.8278	1.264613	2.570
4.5	9.510512	54.60082	5.917648	4.0743	1.408685	2.673
5	12.15946	54.60082	4.702692	4.3208	1.641981	2.688
5.5	15.59739	54.60082	3.723824	4.5674	1.977982	2.600
6	20.03774	54.60082	2.890793	4.8139	2.435911	2.391
6.5	25.75247	54.60082	2.136199	5.0604	3.042906	2.034
7	33.09269	54.60082	1.416177	5.3069	3.836397	1.491
7.5	42.51294	54.60082	0.707168	5.5535	4.86669	0.713
8	54.60082	54.60082	0	5.8000	6.2	-0.367

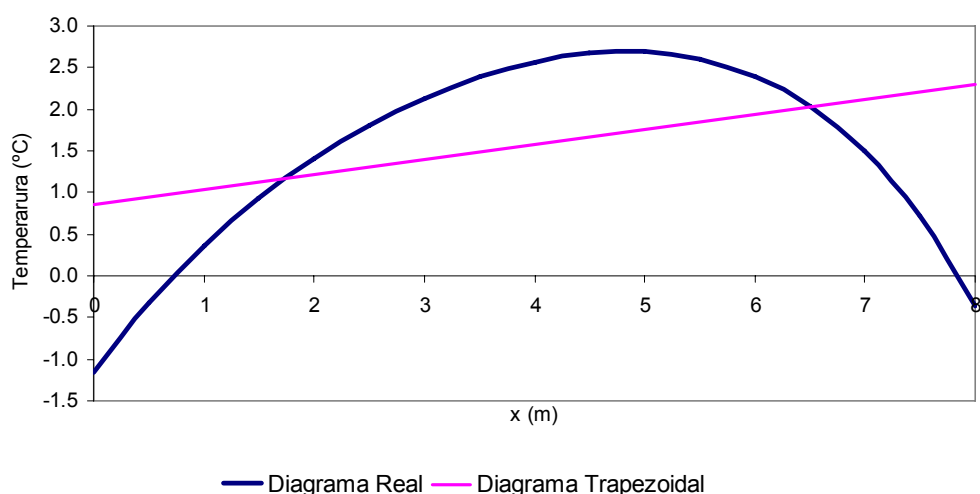


Fig.A1.2 – Variação da temperatura do betão na placa de 8 m

▪ Placa de 11 m de espessura

Quadro A1.3 – Temperatura do betão na placa de 11 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	244,6919	244,6919	-0,6128	1,051704	-1,659
1	1,416177	244,6919	148,4188	0,7247	0,673798	0,055
2	2,890793	244,6919	90,02725	2,0623	0,460191	1,605
3	4,702692	244,6919	54,60082	3,3998	0,353835	3,048
4	7,478219	244,6919	33,09269	4,7373	0,331718	4,407
5	12,15946	244,6919	20,03774	6,0748	0,39422	5,683
6	20,03774	244,6919	12,15946	7,4124	0,559978	6,855
7	33,09269	244,6919	7,478219	8,7499	0,870644	7,884
8	54,60082	244,6919	4,702692	10,0874	1,403687	8,691
9	90,02725	244,6919	2,890793	11,4249	2,293534	9,144
10	148,4188	244,6919	1,416177	12,7625	3,76672	9,016
11	244,6919	244,6919	0	14,1000	6,2	7,933

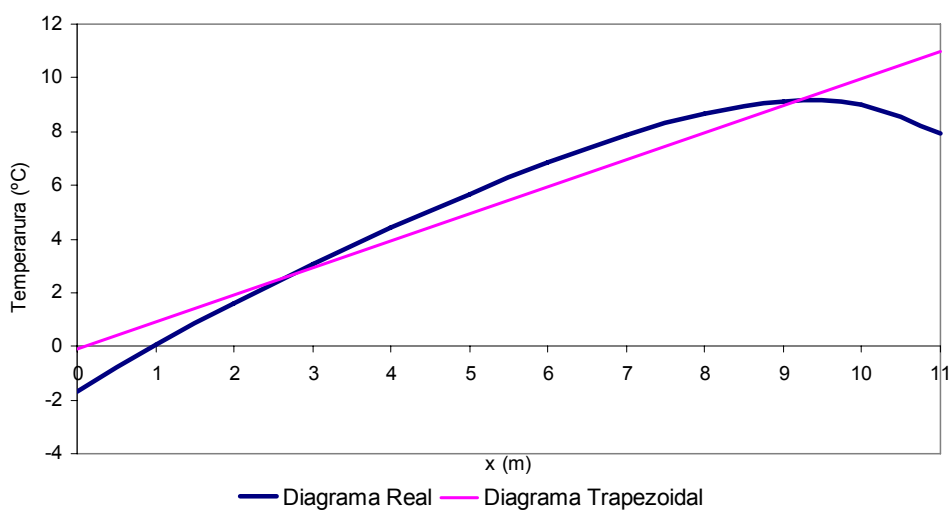


Fig.A1.3 – Variação da temperatura do betão na placa de 11 m

▪ Placa de 14 m de espessura

Quadro A1.4 – Temperatura do betão na placa de 14 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	1096,633	1096,633	-1,3000	0,5	-1,797
1	1,416177	1096,633	665,1403	-0,7929	0,311271	-1,102
2	2,890793	1096,633	403,4267	-0,2857	0,200282	-0,485
3	4,702692	1096,633	244,6919	0,2214	0,138153	0,084
4	7,478219	1096,633	148,4188	0,7286	0,10995	0,619
5	12,15946	1096,633	90,02725	1,2357	0,109793	1,127
6	20,03774	1096,633	54,60082	1,7429	0,138181	1,605
7	33,09269	1096,633	33,09269	2,2500	0,202183	2,049
8	54,60082	1096,633	20,03774	2,7571	0,317831	2,441
9	90,02725	1096,633	12,15946	3,2643	0,514528	2,752
10	148,4188	1096,633	7,478219	3,7714	0,84252	2,933
11	244,6919	1096,633	4,702692	4,2786	1,385551	2,900
12	403,4267	1096,633	2,890793	4,7857	2,282159	2,516
13	665,1403	1096,633	1,416177	5,2929	3,761128	1,552
14	1096,633	1096,633	0	5,8000	6,2	-0,367

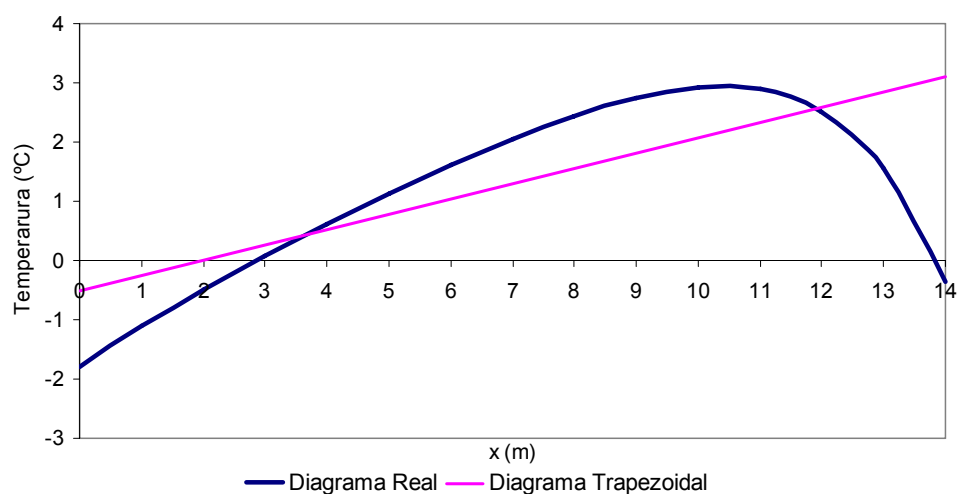


Fig.A1.4 – Variação da temperatura do betão na placa de 14 m

▪ Placa de 17 m de espessura

Quadro A1.5 – Temperatura do betão na placa de 17 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	4914,769	4914,769	-1,3000	0,5	-1,797
1	1,416177	4914,769	2980,958	-0,8824	0,305052	-1,186
2	2,890793	4914,769	1808,043	-0,4647	0,187587	-0,651
3	4,702692	4914,769	1096,633	-0,0471	0,117498	-0,164
4	7,478219	4914,769	665,1403	0,3706	0,077101	0,294
5	12,15946	4914,769	403,4267	0,7882	0,056381	0,732
6	20,03774	4914,769	244,6919	1,2059	0,050171	1,156
7	33,09269	4914,769	148,4188	1,6235	0,056846	1,567
8	54,60082	4914,769	90,02725	2,0412	0,078038	1,964
9	90,02725	4914,769	54,60082	2,4588	0,119124	2,340
10	148,4188	4914,769	33,09269	2,8765	0,190598	2,687
11	244,6919	4914,769	20,03774	3,2941	0,310718	2,985
12	403,4267	4914,769	12,15946	3,7118	0,510161	3,204
13	665,1403	4914,769	7,478219	4,1294	0,839838	3,294
14	1096,633	4914,769	4,702692	4,5471	1,383885	3,171
15	1808,043	4914,769	2,890793	4,9647	2,281147	2,696
16	2980,958	4914,769	1,416177	5,3824	3,760635	1,642
17	4914,769	4914,769	0	5,8000	6,2	-0,367

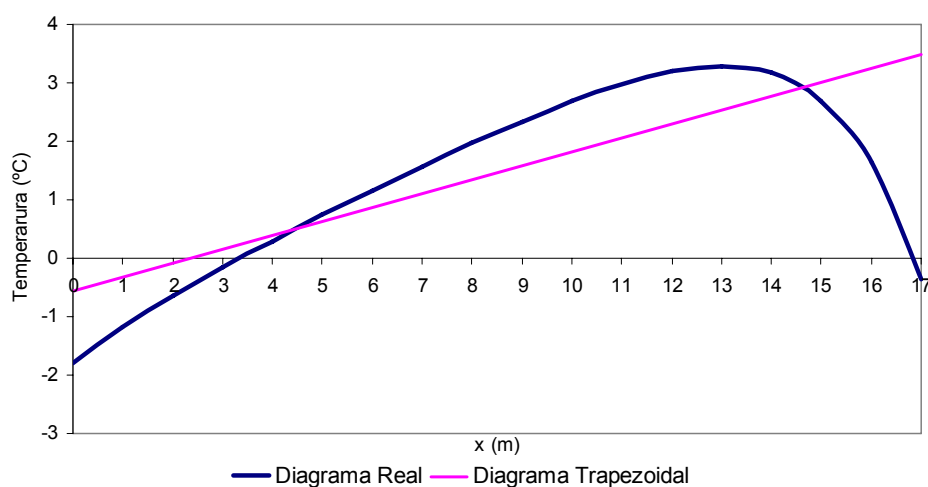


Fig.A1.5 – Variação da temperatura do betão na placa de 17 m

▪ Placa de 19 m de espessura

Quadro A1.6 – Temperatura do betão na placa de 19 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	13359,73	13359,73	-1,3000	0,5	-1,797
1	1,416177	13359,73	8103,084	-0,9263	0,303923	-1,229
2	2,890793	13359,73	4914,769	-0,5526	0,185281	-0,737
3	4,702692	13359,73	2980,958	-0,1789	0,113748	-0,292
4	7,478219	13359,73	1808,043	0,1947	0,071138	0,124
5	12,15946	13359,73	1096,633	0,5684	0,046685	0,522
6	20,03774	13359,73	665,1403	0,9421	0,034193	0,908
7	33,09269	13359,73	403,4267	1,3158	0,030456	1,285
8	54,60082	13359,73	244,6919	1,6895	0,034497	1,655
9	90,02725	13359,73	148,4188	2,0632	0,047335	2,016
10	148,4188	13359,73	90,02725	2,4368	0,072248	2,365
11	244,6919	13359,73	54,60082	2,8105	0,1156	2,696
12	403,4267	13359,73	33,09269	3,1842	0,188461	2,997
13	665,1403	13359,73	20,03774	3,5579	0,309429	3,250
14	1096,633	13359,73	12,15946	3,9316	0,509382	3,425
15	1808,043	13359,73	7,478219	4,3053	0,839359	3,470
16	2980,958	13359,73	4,702692	4,6789	1,383583	3,303
17	4914,769	13359,73	2,890793	5,0526	2,280961	2,784
18	8103,084	13359,73	1,416177	5,4263	3,760543	1,686
19	13359,73	13359,73	0	5,8000	6,2	-0,367



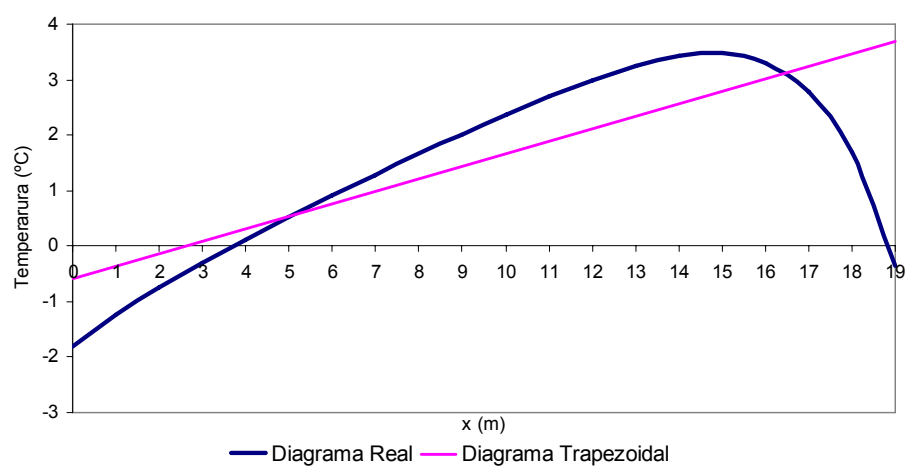


Fig.A1.6 – Variação da temperatura do betão na placa de 19 m

▪ Placa de 20 m de espessura

Quadro A1.7 – Temperatura do betão na placa de 20 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	22026,47	22026,47	-1,3000	0,5	-1,797
1	1,416177	22026,47	13359,73	-0,9450	0,303664	-1,247
2	2,890793	22026,47	8103,084	-0,5900	0,184753	-0,774
3	4,702692	22026,47	4914,769	-0,2350	0,112889	-0,347
4	7,478219	22026,47	2980,958	0,1200	0,069773	0,051
5	12,15946	22026,47	1808,043	0,4750	0,044465	0,431
6	20,03774	22026,47	1096,633	0,8300	0,030534	0,800
7	33,09269	22026,47	665,1403	1,1850	0,024414	1,161
8	54,60082	22026,47	403,4267	1,5400	0,024527	1,516
9	90,02725	22026,47	244,6919	1,8950	0,030895	1,864
10	148,4188	22026,47	148,4188	2,2500	0,045146	2,205
11	244,6919	22026,47	90,02725	2,6050	0,070919	2,534
12	403,4267	22026,47	54,60082	2,9600	0,114796	2,846
13	665,1403	22026,47	33,09269	3,3150	0,187975	3,128
14	1096,633	22026,47	20,03774	3,6700	0,309135	3,363
15	1808,043	22026,47	12,15946	4,0250	0,509203	3,519
16	2980,958	22026,47	7,478219	4,3800	0,839249	3,545
17	4914,769	22026,47	4,702692	4,7350	1,383514	3,359
18	8103,084	22026,47	2,890793	5,0900	2,280918	2,821
19	13359,73	22026,47	1,416177	5,4450	3,760522	1,705
20	22026,47	22026,47	0	5,8000	6,2	-0,367

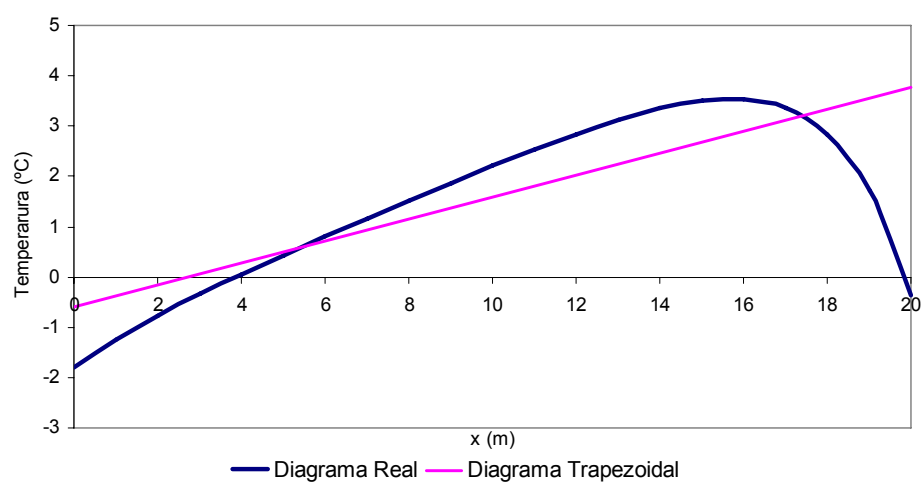


Fig.A1.7 – Variação da temperatura do betão na placa de 20 m



## **ANEXO 2**

### **VARIAÇÃO DA TEMPERATURA NO BETÃO EM JULHO**



▪ Placa de 5.5 m de espessura

Quadro A2.1 – Temperatura do betão na placa de 5.5 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	15,59739	15,59739	5,8000	6,2	11,948
0,5	0,707168	15,59739	12,15946	5,8000	5,114516	10,872
1	1,416177	15,59739	9,510512	5,8000	4,343384	10,107
1,5	2,136199	15,59739	7,478219	5,8000	3,821753	9,590
2	2,890793	15,59739	5,917648	5,8000	3,501376	9,272
2,5	3,723824	15,59739	4,702692	5,8000	3,34956	9,122
3	4,702692	15,59739	3,723824	5,8000	3,34956	9,122
3,5	5,917648	15,59739	2,890793	5,8000	3,501376	9,272
4	7,478219	15,59739	2,136199	5,8000	3,821753	9,590
4,5	9,510512	15,59739	1,416177	5,8000	4,343384	10,107
5	12,15946	15,59739	0,707168	5,8000	5,114516	10,872
5,5	15,59739	15,59739	0	5,8000	6,2	11,948

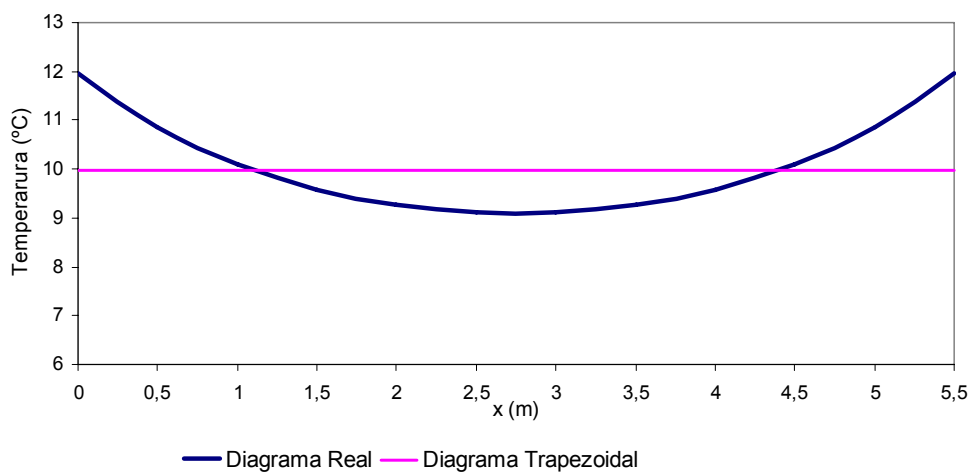


Fig.A2.1 – Variação da temperatura do betão, na placa de 5.5 m de espessura

▪ Placa de 8 m de espessura

Quadro A2.2 – Temperatura do betão na placa de 8 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	54,60082	54,60082	1,8556	3,033333	4,864
0,5	0,707168	54,60082	42,51294	2,1021	2,442094	4,524
1	1,416177	54,60082	33,09269	2,3486	1,999264	4,331
1,5	2,136199	54,60082	25,75247	2,5951	1,67324	4,254
2	2,890793	54,60082	20,03774	2,8417	1,441445	4,271
2,5	3,723824	54,60082	15,59739	3,0882	1,289354	4,367
3	4,702692	54,60082	12,15946	3,3347	1,209513	4,534
3,5	5,917648	54,60082	9,510512	3,5813	1,200311	4,772
4	7,478219	54,60082	7,478219	3,8278	1,264613	5,082
4,5	9,510512	54,60082	5,917648	4,0743	1,408685	5,471
5	12,15946	54,60082	4,702692	4,3208	1,641981	5,949
5,5	15,59739	54,60082	3,723824	4,5674	1,977982	6,529
6	20,03774	54,60082	2,890793	4,8139	2,435911	7,230
6,5	25,75247	54,60082	2,136199	5,0604	3,042906	8,078
7	33,09269	54,60082	1,416177	5,3069	3,836397	9,111
7,5	42,51294	54,60082	0,707168	5,5535	4,86669	10,380
8	54,60082	54,60082	0	5,8000	6,2	11,948

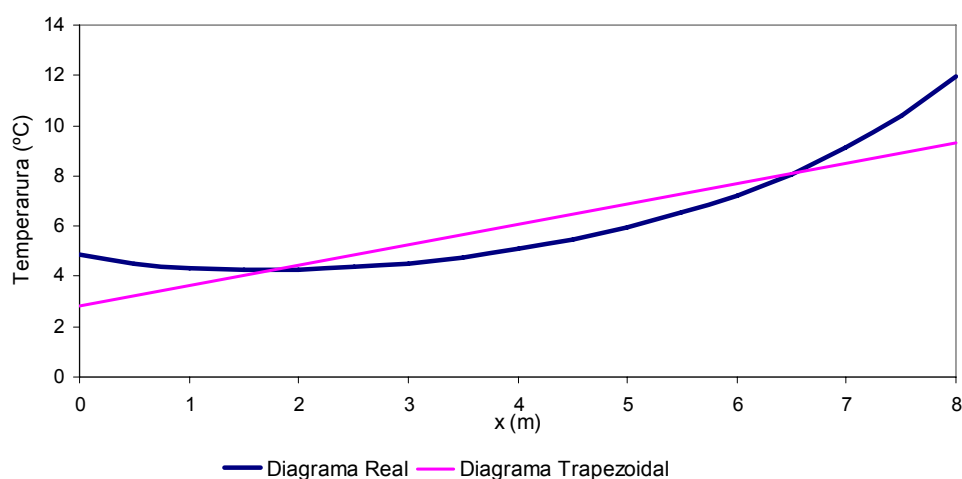


Fig.A2.2 – Variação da temperatura do betão na placa de 8 m



▪ Placa de 11 m de espessura

Quadro A2.3 – Temperatura do betão na placa de 11 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	244,6919	244,6919	-0,6128	1,051704	0,430
1	1,416177	244,6919	148,4188	-0,0298	0,673798	0,638
2	2,890793	244,6919	90,02725	0,5532	0,460191	1,010
3	4,702692	244,6919	54,60082	1,1362	0,353835	1,487
4	7,478219	244,6919	33,09269	1,7191	0,331718	2,048
5	12,15946	244,6919	20,03774	2,3021	0,39422	2,693
6	20,03774	244,6919	12,15946	2,8851	0,559978	3,440
7	33,09269	244,6919	7,478219	3,4681	0,870644	4,331
8	54,60082	244,6919	4,702692	4,0511	1,403687	5,443
9	90,02725	244,6919	2,890793	4,6340	2,293534	6,908
10	148,4188	244,6919	1,416177	5,2170	3,76672	8,952
11	244,6919	244,6919	0	5,8000	6,2	11,948

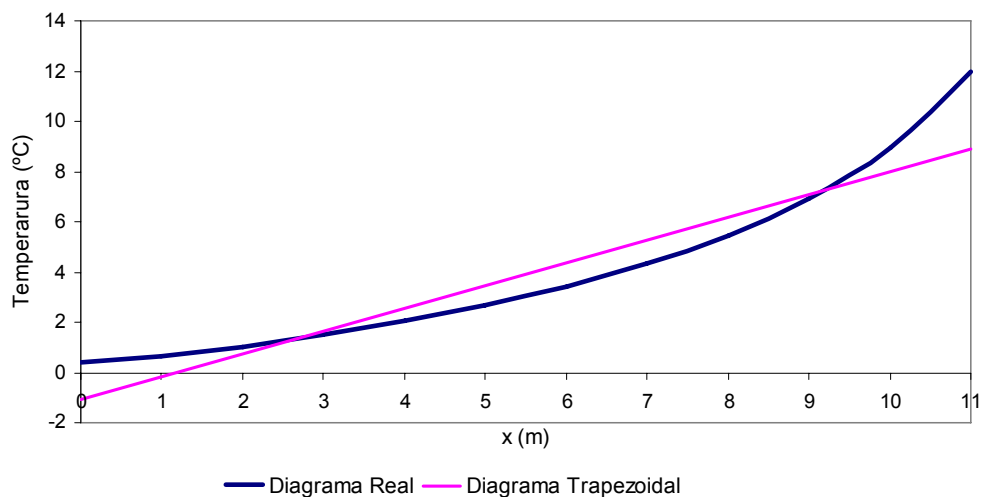


Fig.A2.3 – Variação da temperatura do betão na placa de 11 m

▪ Placa de 14 m de espessura

Quadro A2.4 – Temperatura do betão na placa de 14 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	1096,633	1096,633	-1,3000	0,5	-0,804
1	1,416177	1096,633	665,1403	-0,7929	0,311271	-0,484
2	2,890793	1096,633	403,4267	-0,2857	0,200282	-0,087
3	4,702692	1096,633	244,6919	0,2214	0,138153	0,358
4	7,478219	1096,633	148,4188	0,7286	0,10995	0,838
5	12,15946	1096,633	90,02725	1,2357	0,109793	1,345
6	20,03774	1096,633	54,60082	1,7429	0,138181	1,880
7	33,09269	1096,633	33,09269	2,2500	0,202183	2,451
8	54,60082	1096,633	20,03774	2,7571	0,317831	3,072
9	90,02725	1096,633	12,15946	3,2643	0,514528	3,775
10	148,4188	1096,633	7,478219	3,7714	0,84252	4,607
11	244,6919	1096,633	4,702692	4,2786	1,385551	5,653
12	403,4267	1096,633	2,890793	4,7857	2,282159	7,049
13	665,1403	1096,633	1,416177	5,2929	3,761128	9,023
14	1096,633	1096,633	0	5,8000	6,2	11,948

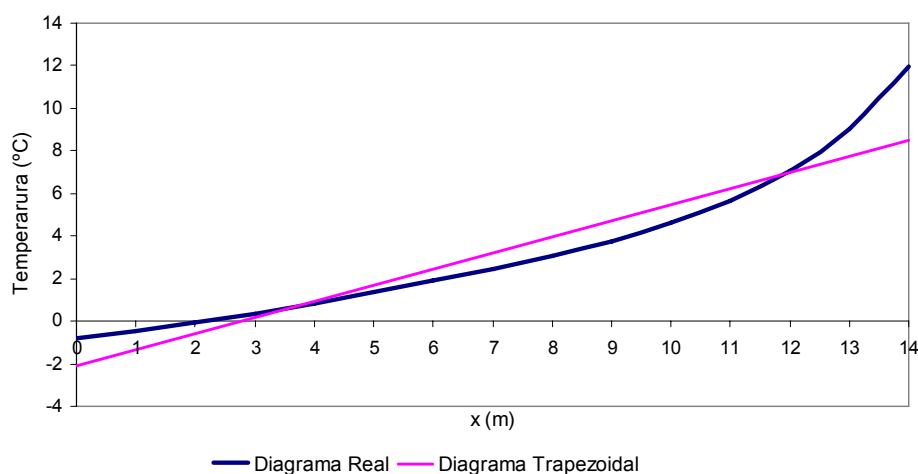


Fig.A2.4 – Variação da temperatura do betão na placa de 14 m

▪ Placa de 17 m de espessura

Quadro A2.5 – Temperatura do betão na placa de 17 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	4914,769	4914,769	-1,3000	0,5	-0,804
1	1,416177	4914,769	2980,958	-0,8824	0,305052	-0,580
2	2,890793	4914,769	1808,043	-0,4647	0,187587	-0,279
3	4,702692	4914,769	1096,633	-0,0471	0,117498	0,069
4	7,478219	4914,769	665,1403	0,3706	0,077101	0,447
5	12,15946	4914,769	403,4267	0,7882	0,056381	0,844
6	20,03774	4914,769	244,6919	1,2059	0,050171	1,256
7	33,09269	4914,769	148,4188	1,6235	0,056846	1,680
8	54,60082	4914,769	90,02725	2,0412	0,078038	2,119
9	90,02725	4914,769	54,60082	2,4588	0,119124	2,577
10	148,4188	4914,769	33,09269	2,8765	0,190598	3,065
11	244,6919	4914,769	20,03774	3,2941	0,310718	3,602
12	403,4267	4914,769	12,15946	3,7118	0,510161	4,218
13	665,1403	4914,769	7,478219	4,1294	0,839838	4,962
14	1096,633	4914,769	4,702692	4,5471	1,383885	5,919
15	1808,043	4914,769	2,890793	4,9647	2,281147	7,227
16	2980,958	4914,769	1,416177	5,3824	3,760635	9,112
17	4914,769	4914,769	0	5,8000	6,2	11,948

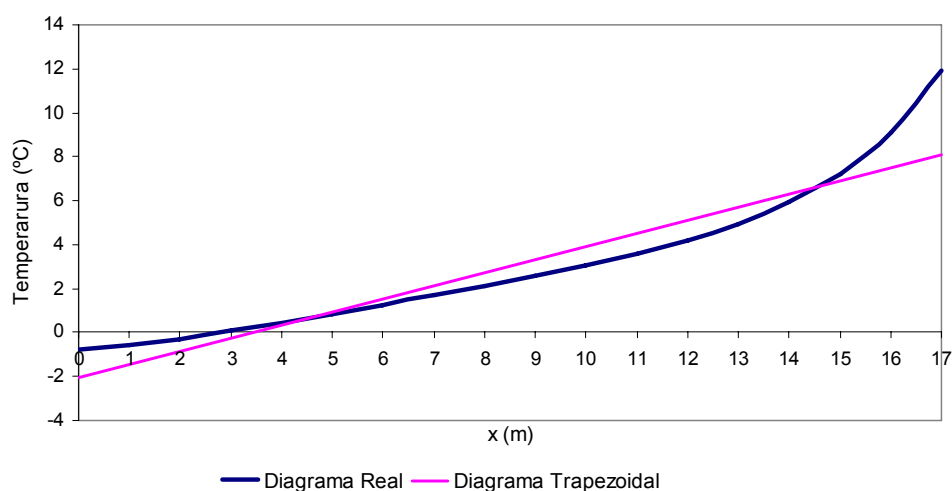


Fig.A2.5 – Variação da temperatura do betão na placa de 17 m

▪ Placa de 19 m de espessura

Quadro A2.6 – Temperatura do betão na placa de 19 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	13359,73	13359,73	-1,3000	0,5	-0,804
1	1,416177	13359,73	8103,084	-0,9263	0,303923	-0,625
2	2,890793	13359,73	4914,769	-0,5526	0,185281	-0,369
3	4,702692	13359,73	2980,958	-0,1789	0,113748	-0,066
4	7,478219	13359,73	1808,043	0,1947	0,071138	0,265
5	12,15946	13359,73	1096,633	0,5684	0,046685	0,615
6	20,03774	13359,73	665,1403	0,9421	0,034193	0,976
7	33,09269	13359,73	403,4267	1,3158	0,030456	1,346
8	54,60082	13359,73	244,6919	1,6895	0,034497	1,724
9	90,02725	13359,73	148,4188	2,0632	0,047335	2,110
10	148,4188	13359,73	90,02725	2,4368	0,072248	2,508
11	244,6919	13359,73	54,60082	2,8105	0,1156	2,925
12	403,4267	13359,73	33,09269	3,1842	0,188461	3,371
13	665,1403	13359,73	20,03774	3,5579	0,309429	3,865
14	1096,633	13359,73	12,15946	3,9316	0,509382	4,437
15	1808,043	13359,73	7,478219	4,3053	0,839359	5,138
16	2980,958	13359,73	4,702692	4,6789	1,383583	6,051
17	4914,769	13359,73	2,890793	5,0526	2,280961	7,315
18	8103,084	13359,73	1,416177	5,4263	3,760543	9,156
19	13359,73	13359,73	0	5,8000	6,2	11,948

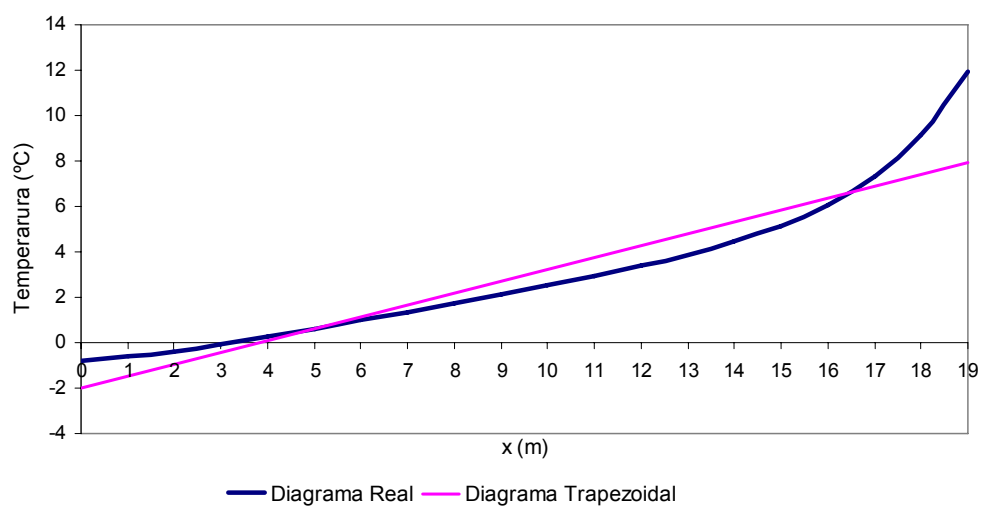


Fig.A2.6 – Variação da temperatura do betão na placa de 19 m

▪ Placa de 20 m de espessura

Quadro A2.7 – Temperatura do betão na placa de 20 m

X	$I_x$	$I_E$	$I_{E-x}$	$\theta_{med\ B}$	$\theta'_B$	$\theta_B$
0	0	22026,47	22026,47	-1,3000	0,5	-0,804
1	1,416177	22026,47	13359,73	-0,9450	0,303664	-0,644
2	2,890793	22026,47	8103,084	-0,5900	0,184753	-0,407
3	4,702692	22026,47	4914,769	-0,2350	0,112889	-0,123
4	7,478219	22026,47	2980,958	0,1200	0,069773	0,189
5	12,15946	22026,47	1808,043	0,4750	0,044465	0,519
6	20,03774	22026,47	1096,633	0,8300	0,030534	0,860
7	33,09269	22026,47	665,1403	1,1850	0,024414	1,209
8	54,60082	22026,47	403,4267	1,5400	0,024527	1,564
9	90,02725	22026,47	244,6919	1,8950	0,030895	1,926
10	148,4188	22026,47	148,4188	2,2500	0,045146	2,295
11	244,6919	22026,47	90,02725	2,6050	0,070919	2,675
12	403,4267	22026,47	54,60082	2,9600	0,114796	3,074
13	665,1403	22026,47	33,09269	3,3150	0,187975	3,501
14	1096,633	22026,47	20,03774	3,6700	0,309135	3,977
15	1808,043	22026,47	12,15946	4,0250	0,509203	4,530
16	2980,958	22026,47	7,478219	4,3800	0,839249	5,212
17	4914,769	22026,47	4,702692	4,7350	1,383514	6,107
18	8103,084	22026,47	2,890793	5,0900	2,280918	7,352
19	13359,73	22026,47	1,416177	5,4450	3,760522	9,174
20	22026,47	22026,47	0	5,8000	6,2	11,948

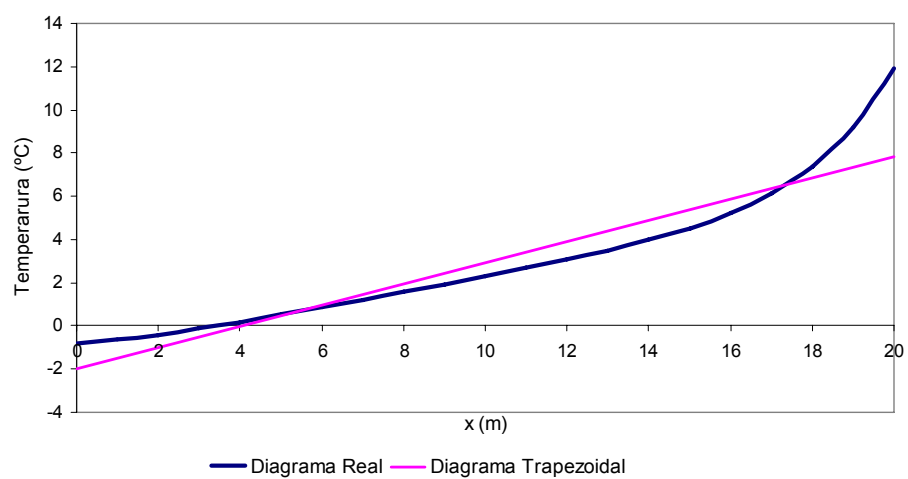


Fig.A2.7 – Variação da temperatura do betão na placa de 20 m

